

Title:	Interaction sol-structure : Ponts à culées intégrales
Authors:	Dreier D., Muttoni A.
Published in:	Rapport OFROU
Volume:	N° 646
Pages:	99 p.
City, country:	Bern, Switzerland
Year of publication:	2010
Type of publication:	Report

Please quote as:	Dreier D., Muttoni A., <i>Interaction sol-structure : Ponts à culées intégrales</i> , Rapport OFROU, N° 646, Bern, Switzerland, 2010, 99 p..
------------------	--



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK  
Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC  
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti, dell'energia e delle comunicazioni DATEC

**Bundesamt für Strassen**  
**Office fédéral des routes**  
**Ufficio federale delle Strade**

# **Interaction sol-structure : ponts à culées intégrales**

**Tragwerk-Baugrund Interaktion :  
Brücken mit Integralen Widerlagern**

**Soil-Structure interaction:  
bridges with integral abutments**

**Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)  
Laboratoire de Construction en Béton (IBETON)  
D. Dreier  
Prof. Dr A. Muttoni**

**Projet de recherche AGB 2005/018 sur demande du  
Groupe de travail Recherche en matière de ponts (AGB)**

**Décembre 2010**

**646**

# Impressum

## Service de recherche

Projet de recherche AGB 2005/018 : ponts à culée intégrée

Groupe de travail Recherche dans le domaine des ponts (AGB)

## Commission de suivi

### Président

P. Matt jusqu'à fin 2008 puis Dr A. Fürst

### Membres

M. Donzel jusqu'à fin 2008 puis Dr M. Alvarez, H. Figi, W. Schuler jusqu'à fin 2008 puis Dr H.-R. Ganz, Dr D. Somaini

## Auteur de la demande

Office fédérale des routes, OFROU

## Mandataire

EPF Lausanne, Laboratoire de construction en béton (IBETON)

Station 18, 1015 Lausanne

Prof. Dr Aurelio Muttoni

## Source

Le présent document est téléchargeable gratuitement sur <http://partnershop.vss.ch>.

## Avant-propos

Les ponts sans joints de dilatation avec culées intégrales connaissent un succès croissant en Suisse et dans le monde, en grande partie en raison de la diminution des coûts de maintenance relatif à ce type d'ouvrage. Ces ouvrages constituent dans de nombreux cas une solution intéressante pour des ouvrages d'art de moyenne longueur.

Le comportement mécanique de ces ouvrages résulte de l'interaction entre la superstructure et l'infrastructure du pont, le remblai et dans une moindre mesure l'enrobé bitumineux qui collaborent pour répartir les déformations imposées aux extrémités des ponts sans joints de dilatation.

L'étude des culées intégrales concerne autant l'ingénierie des structures que la mécanique des sols. Pour des raisons historiques, ces deux domaines du génie civil sont généralement séparés, ce qui a conduit à des approches différentes des problèmes liés aux déformations et efforts dans le sol et la culée. En partie pour cette raison, les connaissances théoriques sur le comportement des culées sans joints de dilatation sont aujourd'hui encore limitées et lacunaires, particulièrement en ce qui concerne les états limites qui restent mal définis.

Cette recherche a été réalisée dans le laboratoire de construction en béton / IBETON en collaboration avec le laboratoire de mécanique des sols / LMS (Prof. Dr. L. Laloui) et le laboratoire des voies de circulation / LAVOC (Prof A.-G. Dumont) à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne / EPFL. Elle présente ici réunit des réflexions combinant les aspects théoriques et pratiques des constructions en béton armé et de la mécanique des sols. Elle apporte une contribution théorique sur le sujet et fournit des informations utiles aux praticiens chargés de concevoir, de calculer et de dimensionner ce type d'ouvrage. Ce document ne constitue pas une directive OFROU mais une base théorique pouvant guider les réflexions en vue de l'établissement d'une telle directive.

Les auteurs tiennent à remercier l'Office Fédéral des Routes et les membres de la commission accompagnante C de son groupe de travail «Recherche en matière de ponts» (P. Matt puis Dr A. FÜRST président, M. Donzel puis Dr M. Alvarez, H. Figi, W. Schuler puis Dr H.-R. Ganz, Dr D. Somaini) pour l'intérêt qu'ils ont manifesté et pour le soutien qu'ils ont apporté à la recherche ainsi que le Dr W. Kaufmann pour ces commentaires sur la version finale du rapport.

Lausanne, décembre 2010

Damien Dreier

Prof. Dr Aurelio Muttoni



# Table des matières

<b>Avant-propos .....</b>	<b>5</b>
<b>Table des matières .....</b>	<b>7</b>
<b>Résumé.....</b>	<b>9</b>
<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>9</b>
<b>Summary .....</b>	<b>10</b>
<b>1. Introduction .....</b>	<b>11</b>
1.1 Problématique .....	11
1.1.1 Appuis et joints de dilatation .....	11
1.1.2 Terminologie spécifique aux ponts intégraux.....	12
1.1.3 Interaction sol-structure .....	12
1.2 Objectif de la recherche .....	13
<b>2. Déplacements imposés aux culées <math>u_{imp}</math>.....</b>	<b>15</b>
2.1 Distance du point fixe $L_{pf}$ et coefficient de rigidité longitudinal du tablier du pont $k_{tablier}$ ....	15
2.2 Retrait et fluage.....	16
2.3 Variations de température .....	17
2.4 Forme du déplacement imposé .....	19
2.4.1 Ponts en béton.....	19
2.4.2 Ponts mixtes et suppression de joints des ponts existants .....	20
<b>3. Etat de l'art .....</b>	<b>23</b>
3.1 Extrémités des ponts.....	23
3.1.1 Culées .....	23
3.1.2 Dalles de transition.....	25
3.1.3 Détail de connexion entre les culées et les dalles de transition.....	28
3.2 Ponts intégraux .....	30
3.2.1 Recherches internationales .....	30
3.2.2 Recherches suisses .....	31
<b>4. Conséquences des déplacements imposés <math>u_{imp}</math> sur l'extrémité du pont .....</b>	<b>33</b>
4.1 Pression contre le mur de culée .....	33
4.2 Tassement de la surface derrière le mur de culée.....	37
4.3 Déformation de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition ...	39
4.3.1 Modèle numérique .....	40
4.3.2 Critère pour l'état limite de service.....	41
4.3.3 Résultats de la modélisation numérique .....	42
4.4 Détermination des efforts dans la dalle de transition .....	50
4.4.1 Modèle numérique .....	51
4.4.2 Résultats de la modélisation numérique .....	53
4.5 Rotation autour de la connexion entre la culée et la dalle de transition .....	54
4.5.1 Critère pour l'état limite de service.....	55
4.5.2 Résultats de la modélisation numérique .....	55
<b>5. Adaptation des éléments de la culée pour les ponts intégraux .....</b>	<b>57</b>
5.1 Mur de culée .....	57
5.1.1 Détermination de la pression des terres $\sigma_h$ du remblai contre le mur de culée .....	57
5.1.2 Dimensionnement statique des murs de culées intégrales.....	61
5.2 Dimensionnement géométrique de la dalle de transition .....	62
5.2.1 Longueur de la dalle de transition pour passer le tassement de la surface derrière la culée .....	62
5.2.2 Géométrie de la dalle de transition pour satisfaire la planéité de la surface de roulement.....	64
5.2.3 Conclusions sur le dimensionnement géométrique de la dalle de transition .....	70
5.3 Dimensionnement statique de la dalle de transition .....	71
5.3.1 Détail de connexion entre la dalle de transition et le mur de culée.....	71
5.3.2 Dimensionnement à la flexion de la dalle de transition .....	78
<b>6. Conclusions.....</b>	<b>87</b>
<b>Références .....</b>	<b>89</b>
<b>Symboles.....</b>	<b>97</b>
<b>Abréviations .....</b>	<b>99</b>



## Résumé

Depuis quelques décennies, la part de ponts intégraux dans les nouveaux ouvrages n'a cessé d'augmenter. L'intérêt croissant pour ce type de construction se justifie par leurs nombreux avantages en comparaison avec les ponts équipés de joints de dilatation et d'appuis mécaniques. L'avantage principal est une demande de maintenance fortement réduite, les éléments mécaniques les plus sensibles aux actions mécaniques et environnementales étant supprimés. Par conséquent, les coûts directs (heures de maintenance et achat des éléments mécaniques) et indirects (temps perdu par les usagers de l'infrastructure routière dans les ralentissements dus aux travaux de maintenance) sont fortement réduits. De plus, l'efficacité statique et le confort des riverains vis-à-vis du bruit sont augmentés. Par contre, contrairement aux structures traditionnelles découplées du sol par les éléments mécaniques, ce type de structure doit considérer l'interaction sol-structure induite par le comportement solidaire du pont avec le remblai à proximité des extrémités du pont. Cette interaction est complexe et n'a pas encore été suffisamment étudiée.

Ce rapport présente une étude des culées de ponts sans joints de dilatation dit à culées intégrales. L'étude commence par une introduction générale puis définit les actions déterminantes pour ce type de culée. Par la suite, un bref aperçu de l'état de l'art met en évidence les lacunes actuelles au niveau de la conception des extrémités de ponts intégraux. Les états limites sont par la suite discutés. Finalement, des adaptations des détails actuels sont proposées.

Les études sur cette thématique ont mis en évidence l'importance de la considération de l'état limite de service dès la phase de conception des extrémités des ponts intégraux. En effet, des modifications géométriques, comme l'augmentation de la longueur et de la pente de la dalle de transition, ainsi que le dimensionnement statique des éléments de structure présents à l'extrémité des ponts intégraux considérant l'interaction sol-structure des éléments permettent une amélioration significative du comportement à long terme de ce type d'ouvrage. Lorsque ces considérations spécifiques à ce type d'ouvrage sont prises en compte dès les prémisses du projet, seule une augmentation négligeable du coût de construction total de l'ouvrage est à attendre. Ces conclusions s'appliquent autant aux nouvelles constructions qu'aux rénovations des ponts existants dont le remplacement des joints de dilatation est nécessaire.

## Zusammenfassung

Seit einigen Jahrzehnten nimmt die Anzahl integraler Brücken stetig zu. Das Interesse an solchen Bauwerkstypen begründet sich auf den vielen Vorteilen von integralen Brücken im Vergleich zu dilatierten Brücken mit mechanischen Auflagern. Der Hauptvorteil liegt in der deutlichen Verringerung der Unterhaltsarbeiten, da keine Bauteile verwendet werden, welche mechanischen Einwirkungen und Umwelteinflüssen ausgesetzt sind. Somit können die direkten Kosten (Arbeitsstunden für Unterhalt und Kauf von mechanischen Bauteilen) und die indirekten Kosten (Zeitverlust der Verkehrsteilnehmer, verursacht durch Verkehrseinschränkungen infolge von Unterhaltsarbeiten) massgeblich reduziert werden. Der Bau einer integralen Brücke ergibt eine effizientere Tragstruktur und führt zu einer geringeren Lärmbelastigung für die Anwohner. Allerdings muss eine solche Tragstruktur, im Vergleich zu einer traditionellen Brücke, welche durch mechanische Elemente vom Baugrund entkoppelt ist, die Interaktion des Baugrundes mit dem Tragwerk infolge des monolithischen Verhaltens der Brücke mit der Erdanschüttung an den Brückenenden berücksichtigen. Diese Interaktion ist komplex und wurde bisher noch nicht hinlänglich untersucht.

Der vorliegende Bericht präsentiert die Ergebnisse einer Untersuchung von Brückenenden ohne Dilatationsfugen, den sogenannten integralen Brückenenden. Die Untersuchung beginnt mit einer generellen Einleitung, gefolgt von der Beschreibung der für diese Art von Brückenenden massgebenden Einwirkungen. Anschliessend zeigt ein



kurzer Überblick des gegenwärtigen Stands der Technik die aktuellen Lücken bezüglich des Entwurfs von integralen Brückenenden, bevor nachfolgend die verschiedenen Grenzzustände beschrieben werden. Abschliessend werden Modifikationen des derzeit verwendeten Details vorgeschlagen.

Die Untersuchung dieser Thematik zeigt, wie wichtig die Berücksichtigung des Gebrauchszustandes in der Entwurfsphase von integralen Brückenenden ist. Durch die Anpassung der Geometrie, wie einer Vergrösserung der Länge und des Neigung der Schleppplatte, sowie durch die Berücksichtigung der Interaktion des Baugrundes mit der Tragstruktur, eine signifikante Verbesserung des Langzeitverhaltens eines solchen Bauwerks erreicht werden. Falls ausserdem diese spezifischen Erwägungen bereits beim Projektbeginn berücksichtigt werden, sind die zusätzlichen Kosten im Vergleich zu den Gesamtkosten des Projekts vernachlässigbar klein. Jedoch ermöglichen sie die Lösung der meisten Problemen im Zusammenhang mit den Unterhaltsarbeiten der Brückenenden. Diese Schlussfolgerungen gelten gleichwohl für Neubauten wie für die Erneuerung bestehender Brücken, bei welchen die Dilatationsfugen ersetzt werden müssen.

## Summary

Over the past decades, an increasing number of integral bridges have been built. This type of bridge offers various advantages in comparison with standard bridges equipped with expansion joints and bearings. In particular, integral bridges require less maintenance since they have less mechanical elements. Therefore, cost of retrofitting and indirect costs such as time spent by users during the maintenance works is reduced. Moreover, the static efficiency is increased and the noise of circulation during its lifetime is reduced. However, for the design and analysis of this kind of structure, the soil-structure interaction needs to be investigated to take in account the monolithic behaviour of the bridge with the embankment near the abutment. This interaction is complex and further research is needed.

The report begins by a general introduction of the topic and by presenting the main actions that needs to be considered. Thereafter a brief description of the state-of-the-art on integral bridges is presented, as well as the main difficulties faced during design. Limit states and numerical analysis are discussed towards a better understanding of the structural behaviour in order to improve current detailing and design practice.

This study shows that soil-structure interaction should be considered at early stages of the design process. This allows introducing small geometric adaptations to improve detailing which in turn allows significantly increasing the long term performance of the integral abutment without a sensible increase of building costs. This set of new rules can further be applied to both new and existing bridges which require retrofitting of the expansion joints at the abutments.

# 1. Introduction

## 1.1 Problématique

### 1.1.1 Appuis et joints de dilatation

Lors de l'exploitation des ponts, les éléments mécaniques que constituent les appuis et les joints de dilatation sont presque toujours des points faibles de l'ouvrage [Kaufmann 2009] et ceci même s'ils ont été correctement conçus et mis en place. Lors d'une recherche OFROU achevée en 1987, Andrey [Andrey 1987 et Andrey 1987a] a relevé que les dégâts les plus importants relatifs aux appuis sont : une corrosion généralisée de l'appareil d'appui, l'encrassement des éléments mobiles par des détritux ou coulures de béton, la rupture des éléments mobiles ou de certaines parties de l'appareil, le déplacement de l'appui, l'écrasement ou le déchirement des appuis élastomères et finalement le fluage du téflon ou de l'élastomère. Ceux relatifs aux joints de dilatation sont : la corrosion du joint, la rupture de certains éléments et le descellement du joint du tablier du pont ou de la culée. Des études effectuées aux USA [Ramey et Wright 1997 et Enright et Frangopol 2000] dans la fin des années 1990, ont également montré que l'infiltration d'eau dans les joints de dilatation est la cause la plus importante de corrosion des appuis et des armatures situées à proximité des joints, qui peut conduire à des dommages de la superstructure des ponts.

Comme le montrent les photos d'appui et joint de dilatation de ponts suisses de la figure 1 [Kaufmann 2009], ces problèmes sont toujours d'actualité et posent d'importants problèmes de maintenance et par conséquent de disponibilité du réseau routier [OFROU 2009].

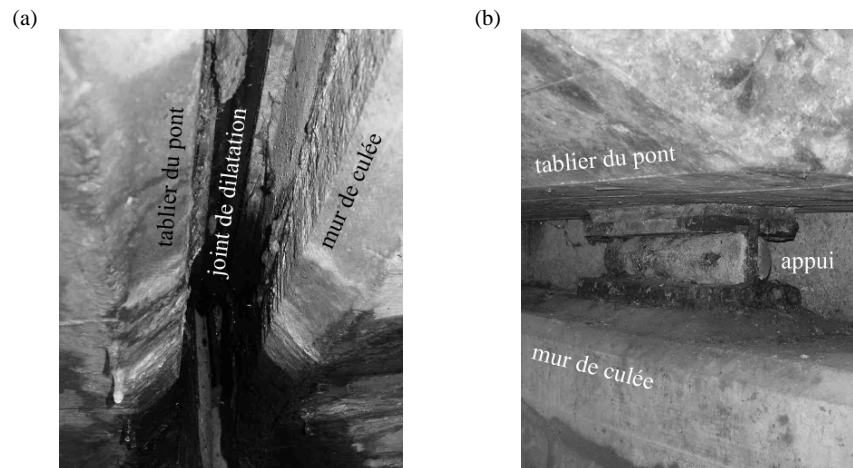


Figure 1: Dégâts fréquemment constatés sur les ponts suite à l'infiltration d'eau à travers le joint de dilatation [Kaufmann 2009] ; (a) corrosion des armatures du mur de culée et du tablier du pont ; (b) corrosion d'un appui

La solution la plus efficace pour éviter ces problèmes est la suppression pure et simple des appuis et joints de dilatation. Cette suppression n'est toutefois pas si simple, ces éléments mécaniques isolant la superstructure du pont du remblai situé à l'arrière de la culée. Par conséquent, la suppression de ces éléments conduit à devoir considérer le pont, la culée et le remblai comme un système interdépendant et donc à inclure l'interaction sol-structure.

### 1.1.2 Terminologie spécifique aux ponts intégraux

Dans la suite de ce document, en accord avec la *directive sur les détails de construction de ponts* de l'OFROU [OFROU 2010], la terminologie suivante sera utilisée :

- culées avec joints, figure 2 (a) : culées équipées d'appuis et de joints de dilatation ;
- culées semi-intégrales, figure 2 (b et c) : culées équipées uniquement de joints de dilatation ou uniquement d'appuis ;
- culées intégrales, figure 2 (d) : culées dépourvues de tous appuis et jointes de dilatation ;
- ponts avec joints : ponts équipés d'appuis et de joints de dilatations ;
- ponts semi-intégraux : ponts équipés uniquement d'appuis ou uniquement de joints de dilatation au niveau de la culée ;
- ponts intégraux : les ponts dépourvus de tous appuis et joints de dilatation.

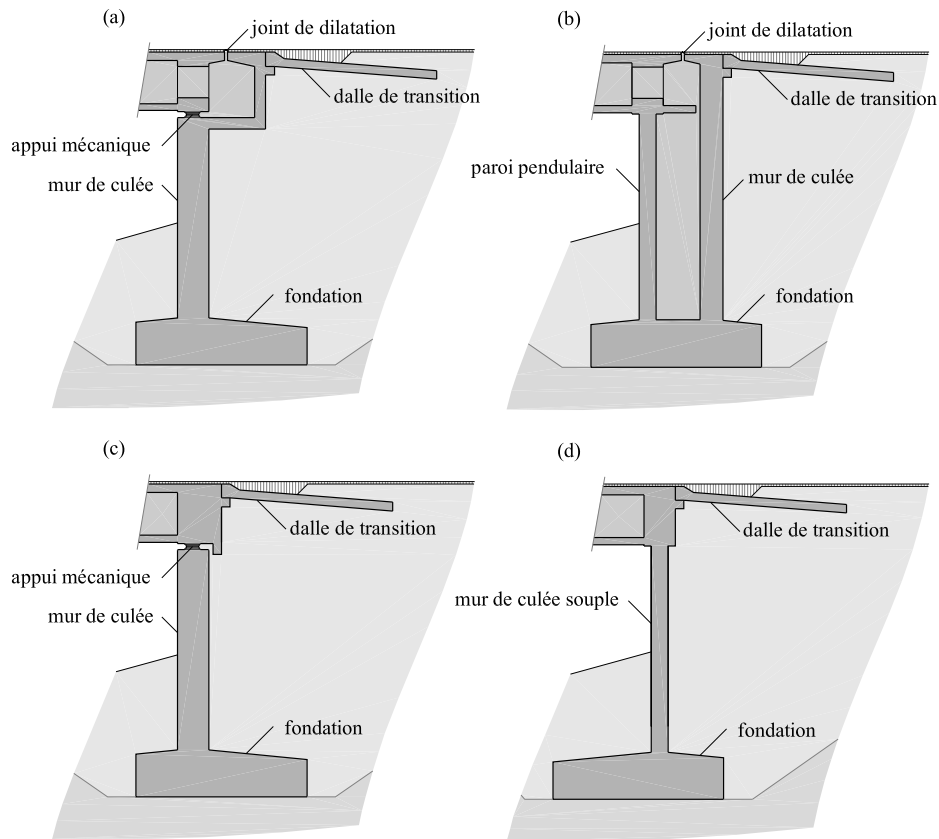


Figure 2: Types de culée; (a) culée avec joints (appuis et joint de dilatation) ; (b) culée semi-intégrale avec joint de dilatation ; (c) culée semi-intégrale avec appuis ; (d) culée intégrale sans appui ni joint

### 1.1.3 Interaction sol-structure

L'interaction entre le sol et les structures a été étudiée depuis le 18<sup>ème</sup> siècle [Linger 1972]. Les premières études se concentrèrent sur la détermination de la pression latérale des terres contre les murs [Heyman 1972]. Plus récemment, des recherches ont été effectuées sur l'influence de la rigidité des conduites enterrées sur la pression des terres à considérer lors de leur dimensionnement [Linger 1972] et par la suite, de la même

manière, pour les tranchées couvertes [Tisa et Kovári 1993 ; Kovári et Tisa 1998 ; Plumey et al. 2006 et Plumey 2007]. Ces études ont montré la complexité de l'interaction sol-structure et la nécessité de considérer les propriétés spécifiques du sol ainsi que celle concernant la géométrie et la rigidité de la structure pour déterminer correctement la pression des terres ainsi que le comportement global du système.

En ce qui concerne les ponts intégraux, les études qui considèrent l'interaction sol-structure ont jusqu'à présent principalement traité deux problématiques. La première s'intéresse au phénomène de fatigue des pieux métalliques soutenant le mur de culées intégrales, ce système de construction étant prépondérant en Amérique du Nord [Kunin et Alampalli 2000]. La seconde porte sur l'étude de la pression des terres contre le mur de culées intégrales. Par exemple, aux USA, l'équipe de Breña et Civijan effectuent depuis 2002 des mesures in situ et comparent leurs mesures avec des résultats obtenus par modélisation numériques [Bonzcar et al. 2005 ; Bonzcar et al. 2005a ; Brena et al. 2007 ; Civijan et al. 2007 et Kalayci et al. 2009].

En Angleterre, des recherches ont été effectuées à la fin des années 1990 par l'équipe d'England [England et al. 2000] et celle de Springmann [Ng et al. 1998 et Ng et al. 1998a]. Leurs essais en laboratoire sur modèles réduits, ont permis de mieux comprendre les effets cycliques des déformations du sol à proximité des culées.

En Suisse, une étude récente a été effectuée sur l'état limite de service de piles de ponts intégraux fondées sur fondation superficielle [Dreier 2008 et Dreier 2010].

A l'heure actuelle, selon la connaissance des auteurs, aucune étude concernant directement les problèmes liés aux culées des ponts intégraux avec dalles de transition n'a été conduite. Cette solution est pourtant traditionnellement utilisée en Suisse.

## 1.2 Objectif de la recherche

Les objectifs principaux de cette recherche sont :

- 1) Evaluer les problèmes spécifiques des culées de ponts intégraux en considérant l'interaction sol-structure ;
- 2) Déterminer les limites d'application des ponts intégraux conçus de manière similaire aux ponts avec joints ;
- 3) Développer des solutions constructives simples permettant d'étendre la limite actuelle de longueur des ponts intégraux, soit un déplacement imposé aux culées  $u_{imp}$  inférieur à 20 mm, fixée par l'OFROU [OFROU 2010].

Pour atteindre ces objectifs, une importante recherche bibliographique a été effectuée pour évaluer l'état de l'art et les besoins de recherche sur ce sujet. Par la suite, des modélisations numériques ont été effectuées. De plus, une série expérimentale sur des bandes de dalles, représentant un détail de rotule en béton située entre la culée et la dalle de transition, a été effectuée afin de valider une solution constructive proposée. Ce détail devrait permettre de supprimer l'articulation qui est généralement disposée entre la dalle de transition et le tablier.

Le chapitre 2 présente les déplacements imposés auxquels les culées des ponts intégraux peuvent être soumises.

Dans le chapitre 3, un bref état de l'art est présenté. Cet état de l'art se concentre sur les extrémités des ponts avec ou sans joints et sur les recherches internationales sur les ponts intégraux, la recherche en Suisse étant encore faible.

Le chapitre 4 présente les problèmes spécifiques rencontrés sur les culées de ponts intégraux de géométrie standard en Suisse. Ces problèmes, déterminés lors de cette recherche, sont de nature différente à ceux généralement étudiés au niveau international. Pour chaque problème étudié, l'état de l'art relatif est présenté. Cette démarche permet de formuler les acquis et lacunes actuels. Les hypothèses des approches numériques utilisées dans cette recherche ainsi que les états limites considérées sont formulés dans ce chapitre. Les résultats des études numériques, obtenus pour une géométrie d'extrémité de pont standard utilisée en Suisse, sont présentés en détail. Ces

explications permettent au lecteur de suivre toute la démarche effectuée lors de l'obtention de ces résultats.

Le chapitre 5 présente les études paramétriques et approches simplifiées basées sur l'état de l'art ou sur les résultats numériques présentés dans le chapitre 4. Les études paramétriques et approches simplifiées permettent de proposer une démarche pour la conception et le dimensionnement des culées intégrales et semi-intégrales. L'influence bénéfique de légères adaptations de la géométrie standard utilisée en Suisse est particulièrement mise en évidence dans ce chapitre.

Finalement, les conclusions générales de ce rapport ainsi qu'une synthèse des étapes pour la conception et le dimensionnement des extrémités des ponts intégraux sont présentées au chapitre 6.

Ce rapport ne présente que les aspects pratiques et de dimensionnements liés aux culées semi-intégrales et intégrales. Les aspects plus théoriques de ce travail, en particulier concernant les modèles par éléments finis et les essais, sont disponibles dans le rapport de thèse de Dreier relatif à ce sujet [Dreier 2010].

## 2. Déplacements imposés aux culées $u_{imp}$

Le déplacement imposé aux culées  $u_{imp}$  est l'action principale qui conduit à des défauts à proximité de l'extrémité des ponts intégraux et semi-intégraux, figure 3. De ce fait, un bref rappel sur les causes et de la détermination du déplacement imposé  $u_{imp}$  est présenté. Le déplacement imposé  $u_{imp}$  peut être déterminé au moyen l'équation 1.

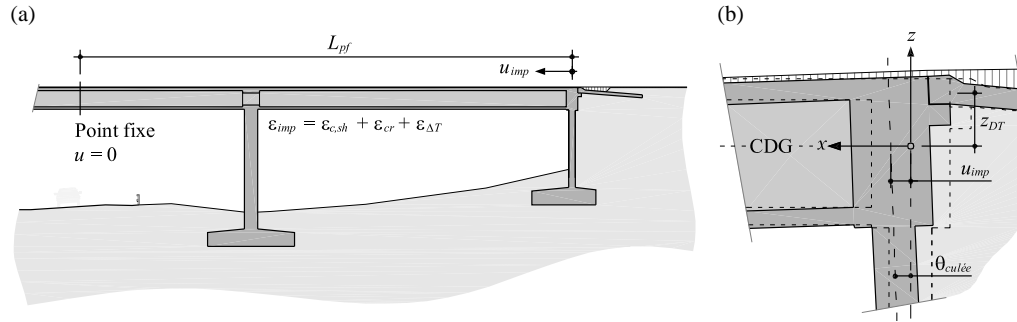


Figure 3: Définition géométrique du déplacement imposé  $u_{imp}$  aux culées ; (a) élévation ; (b) détail de la culée

$$u_{imp} = k_{tablier} L_{pf} \varepsilon_{imp} \text{ avec } \varepsilon_{imp} = \varepsilon_{c,sh} + \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{\Delta T} \quad (1)$$

où  $k_{tablier}$  est le coefficient de rigidité longitudinal du tablier du pont,  $L_{pf}$  est la distance entre le point fixe du pont et la culée et  $\varepsilon_{imp}$  est la déformation imposée totale qui est la somme des déformations imposées de retrait  $\varepsilon_{c,sh}$ , de fluage  $\varepsilon_{cr}$  du tablier du pont et des déformations dues aux variations de température uniformes du pont  $\varepsilon_{\Delta T}$ . Les paragraphes suivants donnent plus d'explication sur ces différents paramètres. Dans certains cas particuliers, le remblai situé à l'arrière de la culée peut aussi se déplacer suite à un glissement du terrain en place, au fluage de sols cohésifs ou à l'action du gel sur des remblais présentant des défauts de drainage.

### 2.1 Distance du point fixe $L_{pf}$ et coefficient de rigidité longitudinal du tablier du pont $k_{tablier}$

La distance entre le point fixe du pont et la culée  $L_{pf}$  est la distance entre la section du tablier du pont pour laquelle le déplacement horizontal, dû à des déformations imposées uniformes du tablier, est nul et l'extrémité du tablier reposant sur la culée. Cette section se trouve au centre de la rigidité longitudinale du pont. Cette rigidité globale du pont est composée de la rigidité des piles et des culées. C'est-à-dire, si la rigidité horizontale des piles et des culées au niveau du tablier vaut  $k_i$ , alors le point fixe peut être déterminé par :

$$L_{pf} = \frac{\sum_{i=1}^{nb_{piles+culées}} x_i k_i}{\sum_{i=1}^{nb_{piles+culées}} k_i} \quad (2)$$

où  $x_i$  est la distance entre la pile considérée et la culée où l'on souhaite déterminer  $L_{pf}$ .

L'équation 2 paraît aisée à résoudre, toutefois, la rigidité  $k_i$  des piles n'est pas toujours facilement déterminable. En effet, elle dépend de nombreux paramètres géométriques et statiques. Les paramètres géométriques principaux étant bien entendu la section et la hauteur de la pile. Les paramètres statiques prennent en compte le chargement de la pile, principalement l'effort normal  $N$  et le moment  $M$ , qui influencent la rigidité selon l'état de fissuration de la pile et de la connexion (libre, avec rotule ou encastré) en tête et au

pied de la pile. Finalement, les propriétés du sol de fondation et la durée d'application des actions sur le béton, qui interviennent dans la détermination des paramètres rhéologiques des matériaux, peuvent avoir une influence significative sur la rigidité horizontale de la pile. La rigidité des murs de culée est encore plus difficilement déterminable. En effet, en plus des paramètres des murs en béton, il faut considérer la rigidité apportée par le remblai situé à l'arrière du mur de culée. Une difficulté supplémentaire vient du fait que la rigidité du remblai dépend fortement de son chargement et de sa déformation. De plus amples informations sur ce sujet sont données dans le §5.1.1.

Le coefficient de rigidité longitudinal du tablier du pont  $k_{\text{tablier}}$  tient compte du déplacement imposé  $u_{\text{imp}}$  entravé entre le point fixe et la culée considérée. Le coefficient  $k_{\text{tablier}}$  dans le cas d'un pont rectiligne peut être estimé, en première approximation par l'équation 3.

$$k_{\text{tablier}} = \frac{EA_{\text{tablier}} / L_{\text{pf}}}{\sum_{i=1}^{n_{\text{piles+culées}}} k_i + EA_{\text{tablier}} / L_{\text{pf}}} \quad (3)$$

Si la rigidité longitudinale du tablier du pont  $EA_{\text{tablier}} / L_{\text{pf}}$  est bien supérieure à la somme des rigidités horizontales des colonnes et des culées  $k_i$ ,  $k_{\text{tablier}}$  tend vers l'unité. Au contraire, si l'entrave aux déformations imposées  $\varepsilon_{\text{imp}}$  au niveau des culées est complète,  $k_{\text{tablier}}$  tend vers zéro. Comme rapporté par Xu et al. [Xu et al. 2007], des mesures in situ ainsi que par modélisation numérique ont montré que la déformation entravée par le sol peut être négligée pour les ponts avec culées intégrales dont le remblayage est composé de sol granulaire. Par conséquent, si les piles et culées des ponts intégrés sont flexibles ou munies de joints,  $k_{\text{tablier}}$  pour les ponts intégraux tend vers 1. Ce cas est généralement une bonne représentation de la réalité sauf dans le cas de culées basses fondées directement dans la roche ou pour les ponts courbes [OFROU 2010].

Dans le cas de ponts intégraux et semi-intégraux parfaitement symétriques au niveau de la structure et comportant des remblais identiques, le point fixe se situe au niveau de la section médiane du pont et par conséquent  $L_{\text{pf}} = L_{\text{pont}} / 2$ .

## 2.2 Retrait et fluage

L'estimation des déformations provenant du retrait  $\varepsilon_{c,sh}$  et du fluage  $\varepsilon_{cr}$  des tabliers de ponts en béton est toujours délicate car elles dépendent de divers paramètres difficilement estimables dans les cas pratiques sur site de construction. Le retrait a pour cause principale l'augmentation des tensions capillaires lors du séchage du béton [Bazant 1982]. Généralement, le retrait est dissocié en trois parties : le retrait plastique dénommé également retrait avant prise ou retrait capillaire ; le retrait chimique également nommé retrait capillaire et le retrait hydrique composé par le retrait endogène et de dessiccation. L'ampleur de ces trois types de retrait dépend principalement de la composition du béton (type de ciment, rapport  $e/c$ , ...) et des conditions de stockage (humidité relative, temps de cure, ...).

Pour sa part, le fluage est causé principalement par le changement de la phase solide du béton lorsque celui-ci est chargé. Le fluage, pour des contraintes dans le béton  $\sigma_c$  inférieures à 40 % de sa résistance  $f_c$ , est composé par le fluage de base et de dessiccation. La valeur totale du coefficient de fluage dépend principalement, comme pour le retrait, de la composition du béton et des conditions de cure et d'exploitation [Favre et al. 2004].

Dans les ponts intégraux, la valeur de la déformation du tablier associée au retrait  $\varepsilon_{c,sh}$  peut être directement évaluée. Par contre, la valeur associée au fluage doit être évaluée par l'équation 4.

$$\varepsilon_{cr} = \sigma_{c,n} \varphi / E_{c,0} \quad (4)$$

où  $\sigma_{c,n}$  est la contrainte normale moyenne dans le béton due principalement à la précontrainte,  $\varphi$  est le coefficient de fluage et  $E_{c,0}$  est le module d'élasticité du béton lors de la mise en précontrainte.

Différentes théories permettent d'évaluer  $\varepsilon_{c,sh}$  et  $\varphi$ . En Suisse, les abaques de la norme SIA 262 [SIA 2003c] permettant de déterminer graphiquement ces valeurs basées sur les formules données dans le Code-Modèle CEB-FIP [CEB 1993]. La norme européenne EN 1992-2 [Eurocode 2005] sur les ponts en béton se base sur des essais plus récents (fin des années 1990 et début des années 2000) et prend mieux en compte la cinétique de fluage des éléments épais. En Amérique du Nord, la théorie développée par Bazant et Baweja (RILEM B3 simpl.) [Bazant et Baweja 1996] est généralement utilisée. Toutefois, comme présenté à la figure 4, des différences de l'ordre d'environ 25 % sur l'estimation du retrait et d'environ 10 % sur le coefficient de fluage entre le Code-Modèle CEB-FIP et l'EN1992-2, respectivement environ 20 % et plus de 30 % entre le RILEM B3 simpl. et l'EN1992-2, peuvent être constatées entre les estimations de  $\varepsilon_{c,sh}$  et  $\varphi$ .

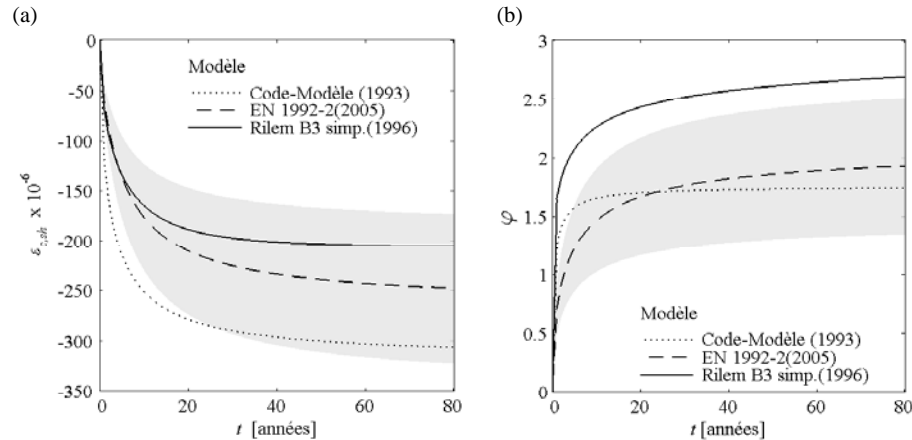


Figure 4: Comparaison entre différents modèles [Bazant et Baweja 1996 ; CEB 1993 et Eurocode 2005] de prédiction du retrait  $\varepsilon_{c,sh}$  et du coefficient de fluage  $\varphi$  ( $t_{cure} = t_{charge,0} = 28$  jours;  $RH = 80\%$  ;  $T = 10^\circ C$ ,  $f_{ck} = 30$  MPa pour une prise normale,  $e/c = 0.54$ ,  $h = 250$  mm), surface grisée =  $\pm 30\%$  par rapport à l'estimation de l'EN1992-2 ; (a) comparaison de la déformation libre du retrait  $\varepsilon_{c,sh}$  en fonction du temps  $t$ ; (b) comparaison de l'évolution du coefficient de fluage  $\varphi$  en fonction du temps  $t$

Par conséquent, lors de l'estimation de  $\varepsilon_{c,sh}$  et  $\varphi$  avec l'EN 1992-2 [Eurocode 2005], qui est la norme la mieux adaptée, un certain esprit critique et le cas échéant une marge de sécurité devra être conservée. En effet, comme le mentionne l'EN 1992-2, une différence de  $\pm 30\%$  entre les valeurs expérimentales et les estimations peuvent se présenter. De ce fait, une étude de sensibilité vis-à-vis de ces valeurs devrait être effectuée pour garantir un comportement correct de l'ouvrage projeté. Le cas échéant, des mesures de retrait et de fluage sur le béton utilisé peuvent être raisonnables.

## 2.3 Variations de température

Les variations de température des ponts proviennent des variations climatiques qui se produisent dans l'environnement où ils sont situés. Toutefois, en plus de la température de l'environnement, plusieurs autres paramètres peuvent avoir une influence significative sur la variation de température des ouvrages. Les paramètres significatifs sont : l'intensité du rayonnement solaire dépendant de l'environnement et de la saison considérée ; la température ambiante et sa variation journalière ; la vitesse moyenne du vent ; la nature et les propriétés des matériaux constituant le pont ; les caractéristiques des surfaces, principalement la couleur et l'épaisseur du revêtement de la dalle ; le type et la forme de la section transversale du pont [Priestley 1978 et Jaccoud 1982].

Par conséquent, comme le mentionnent Lebet et Utz [Lebet et Utz 2005], il est très difficile voire impossible de connaître le profil de température exact pour un ouvrage



considéré. Des simplifications sont donc nécessaires pour évaluer les effets des variations de température dans les ponts.

La déformation résultant du changement de température uniforme du pont  $\varepsilon_{\Delta T}$  peut être évaluée simplement par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{\Delta T} = \alpha_T \Delta T_{\text{uniforme}} \quad (5)$$

avec  $\alpha_T$  [1/°C] le coefficient de dilatation thermique du matériau ( $\alpha_T \approx 10^{-5}$  [1/°C] pour le béton comme pour l'acier) et  $\Delta T_{\text{uniforme}}$  la variation uniforme de température du pont.

La figure 5 (a) montre l'effet de l'altitude sur les températures extrêmes [Lebet et Badoux 1987] et moyennes [SIA 2003b] mesurées en Suisse. On constate une tendance à une diminution des températures moyennes et extrêmes, que ce soit minimales ou maximales, avec l'altitude. Toutefois, la différence totale entre les maxima semble être constante. Une plus grande dispersion apparaît sur les températures minimales, cette valeur étant plus influencée par la situation géographique du lieu de mesure que par l'altitude.

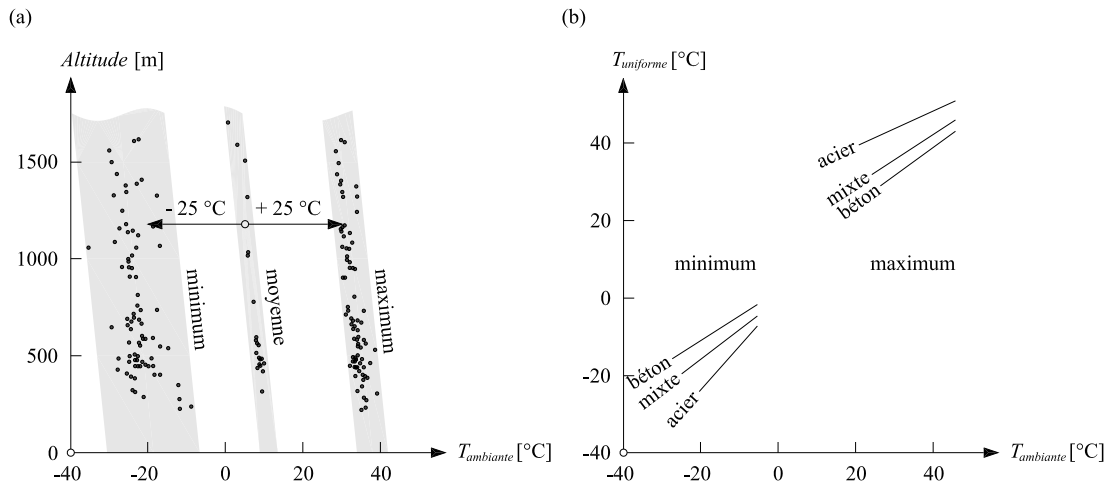


Figure 5: (a) températures moyennes et extrêmes de l'air en Suisse en fonction de l'altitude [adapté de Lebet et Badoux 1987 et SIA 2003b] ; (b) corrélation entre la température de l'air et la température uniforme des ponts [Lebet et Badoux 1987]

La figure 5 (b) présente une étude effectuée par Lebet et Badoux [Lebet et Badoux 1987] qui montre l'influence significative du matériau du tablier du pont sur la variation uniforme de température du pont pour une température journalière minimale respectivement maximale donnée. Comme on peut le constater, les ponts en acier sont bien plus réactifs aux variations journalières de température que les ponts en béton, l'inertie thermique des tabliers en béton étant bien plus grande que celle des ponts en acier.

La norme suisse SIA 261 [SIA 2003a] tient compte du matériau du tablier, qui influence significativement son inertie thermique, lors de l'évaluation de  $\Delta T_{\text{uniforme}}$ . Les autres paramètres (situation géographique, section du tablier, vitesse du vent, variation journalière de température et type et épaisseur du revêtement) ne sont par contre pas considérés dans cette évaluation. Ceci s'expliquant par la très faible influence de ces paramètres sur la composante uniforme de la variation de la température.

Les valeurs caractéristiques pour  $\Delta T_{\text{uniforme}}$ , préconisées par la SIA 261, par rapport à la température ambiante lors de la construction sont données dans le tableau 1.

Comme dans la SIA 261, l'EN 1991-5 [Eurocode 2003] tient compte du matériau composant le tablier lors de l'évaluation de  $\Delta T_{\text{uniforme}}$ . Par contre, contrairement à la SIA 261, l'EN 1991-1-5 considère un  $\Delta T_{\text{uniforme}}$  différent pour les maxima et minima et tient compte de la situation géographique de l'ouvrage en renvoyant aux courbes isothermes

nationales pour déterminer la température ambiante maximale  $T_{max}$  et minimale  $T_{min}$  sur site.

Tableau 1: Valeur de  $\Delta T_{uniforme}$  selon la SIA 261 [SIA 2003a]

Matériau	$\Delta T_{uniforme}$ [°C]
Béton armé ou précontraint	$\pm 20$
Acier	$\pm 30$
Mixte acier-béton	$\pm 25$

Tableau 2: Valeur de  $\Delta T_{uniforme}$  selon EN 1991-1-5 [Eurocode 2003]

Matériau	$\Delta T_{uniforme,max}$ [°C]	$\Delta T_{uniforme,min}$ [°C]
Béton armé ou précontraint	$T_{max} + 2$	$T_{min} + 8$
Acier	$T_{max} + 16$	$T_{min} - 3$
Mixte acier-béton	$T_{max} + 4$	$T_{min} + 4$

Une nouvelle fois, l'estimation de la déformation thermique des tabliers de pont reste grossière et demande une certaine distance critique vis-à-vis de l'estimation. L'incertitude sur ces valeurs peut être toutefois réduite si une station de mesures de température est présente à proximité de la position géographique de l'ouvrage considéré. Dans le cas où une incertitude importante subsiste sur les variations de température, dans le même ordre d'idée que pour les effets du retrait et du fluage, une étude de sensibilité sur les effets de la température devrait être effectuée lors de l'étude de l'ouvrage projeté.

Pour les différents études présentées dans ce rapport, la température ambiante à considérer est la température ambiante lors du clavage du tablier avec le mur de culée pour les problèmes relatifs au mur de culée ou respectivement lors du remblayage des culées pour les problèmes relatifs à la dalle de transition. De ce fait, les  $\Delta T_{uniforme}$  doivent être adaptés lorsque la température ambiante lors de la construction est très différente de la température annuelle moyenne.

## 2.4 Forme du déplacement imposé

### 2.4.1 Ponts en béton

Comme mentionné dans les paragraphes précédents, le déplacement imposé aux culées  $u_{imp}$  est composé par : le retrait  $u_{imp,c,sh}$  et le fluage  $u_{imp,cr}$  des tabliers de pont en béton et par les variations de température  $u_{imp,\Delta T}$ . Le retrait et le fluage se développent avec le temps et tendent à raccourcir le tablier en béton des ponts. Par conséquent, les murs de culées ont tendance à s'éloigner du remblai. Ce déplacement sera dénommé dans la suite de ce travail *déplacement dans la direction active*.

Contrairement au retrait et au fluage, les variations de température n'ont pas une direction préférentielle. Le déplacement imposé est dans la direction active lorsque le tablier du pont se raccourcit en présence de températures inférieures à la température ambiante lors de la solidarisation du tablier avec la culée, et dans la direction passive lorsque le tablier s'allonge en présence de températures supérieures à la température ambiante de solidarisation. Ces variations peuvent encore être décomposés en deux parties. La première tient compte des variations saisonnières (été-hiver). La seconde tient compte des variations de température journalières (jour-nuit). Une évolution typique du déplacement imposé à une culée d'un pont en béton est présentée à la figure 6.

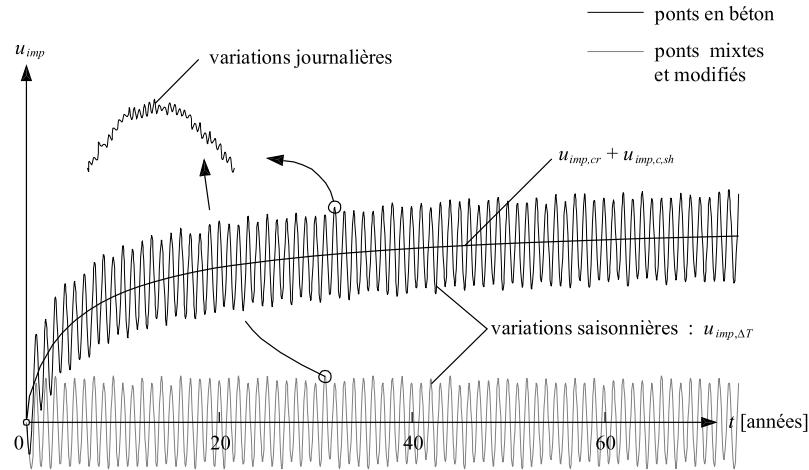


Figure 6: Evolution du déplacement imposé à la culée  $u_{imp}$  consécutif au retrait, au fluage et aux variations de température en fonction du temps  $t$

Dans la suite de ce document, les valeurs suivantes ont été choisies comme hypothèse pour déterminer le déplacement imposé  $u_{imp}$  :  $\varepsilon_{c,sh} = -0.3$  mm/m ;  $\varepsilon_{cr} = -0.3$  mm/m en considérant un  $\sigma_p = 3$  MPa,  $E_{c,0} = 35'000$  MPa et  $\varphi = 2.5$  ;  $\varepsilon_{\Delta T} = \pm 0.2$  mm/m en considérant  $\alpha_T = 10^{-5}$  1 / °C et  $\Delta T = \pm 20$  °C. De ce fait, le raccourcissement maximal considéré est de  $\varepsilon_{imp} = -0.8$  mm/m. Les valeurs proposées pour le retrait et le fluage sont prudentes et ne sont données qu'à titre d'exemple. Par souci de généralisation, tous les résultats donnés dans ce rapport peuvent être adaptés facilement pour des intensités de  $\varepsilon_{c,sh}$  et  $\varepsilon_{cr}$  différentes. Deux raisons principales conduisent à la variabilité importante de l'intensité de  $\varepsilon_{c,sh}$  et  $\varepsilon_{cr}$ . La première est la grande dispersion des estimations et des mesures expérimentales de  $\varepsilon_{c,sh}$  et  $\varepsilon_{cr}$ , leur intensité dépendant de paramètres comme la composition exacte du béton mais également de l'humidité relative et de la température, voir §2.2. La deuxième raison est le temps initial qui doit être considéré dans les études lors la détermination de  $u_{imp}$ . En effet, le nombre de jour entre le bétonnage du tablier du pont et sa mise en précontrainte est significatif pour la détermination de  $\varphi$  mais également le nombre de jour entre le bétonnage du tablier du pont et sa liaison avec l'éléments analysé. En effet, la dalle de transition est généralement bétonnée quelques semaines, voir quelques mois, après la construction du tablier du pont et donc seuls les déformations résiduelles de  $\varepsilon_{c,sh}$  et  $\varepsilon_{cr}$  doivent être considérées lors de la détermination de  $u_{imp}$  de la dalle de transition. La même remarque est pertinente pour la pose du revêtement bitumineux ou le remblayage derrière la culée.

## 2.4.2 Ponts mixtes et suppression de joints des ponts existants

Dans le cas des ponts mixtes et lors de la suppression de joints des ponts existants, figure 7, le déplacement imposé aux culées  $u_{imp}$  ne se compose que des variations de température  $u_{imp,\Delta T}$ . En effet, pour les ponts en béton, la plus grande partie du retrait et du fluage se développe rapidement, avec une tendance asymptotique forte après 20 ans.

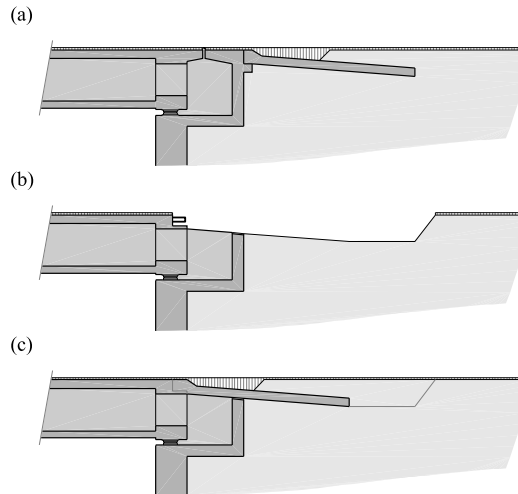


Figure 7: Transformation d'une culée avec joints en culée semi-intégrale ; (a) situation initiale ; (b) excavation du remblai et découpe / suppression d'une partie de l'extrémité du pont existant ; (c) reconstruction de la dalle de transition

Lors de transformations, qui sont souvent effectuées lors du remplacement des joints et appuis donc entre 25 et 30 ans après la construction, la composante du retrait et du fluage peut être négligée ou au moins réduite à une valeur très faible. Dans le cas des ponts mixtes, la dalle de roulement en béton seule est soumise au retrait et éventuellement au fluage. Les déplacements longitudinaux des ponts mixtes associés à cet effet sont généralement très faibles et par conséquent négligeables.

Les variations thermiques, comme pour les ponts en béton, peuvent être décomposés en variations saisonnières et journalières. Une évolution typique du déplacement imposé à une culée de ces ponts est présentée à la figure 6. Dans la suite du rapport, lorsque les effets de  $u_{imp}$  sont discutés, les composantes du retrait  $u_{imp,c,sh}$  et du fluage  $u_{imp,cr}$  peuvent être négligés si un pont défini dans ce paragraphe est considéré.



### 3. Etat de l'art

#### 3.1 Extrémités des ponts

##### 3.1.1 Culées

Les culées des ponts représentent l'élément structural qui relie la superstructure du pont, c'est-à-dire le tablier, au terrain et à l'infrastructure routière. De plus, la culée a également comme fonction de retenir le remblai situé à l'extrémité du pont. Les types de culées sont divers et dépendent fortement de paramètres tels que : le sol de fondation, la longueur du pont et la catégorie de la route (autoroute, route principale,...). De plus, les habitudes et recommandations nationales conduisent également à une grande variabilité dans la conception des culées entre les différents pays voire états en Amérique du Nord.

De manière générale, le sol de fondation définit si la culée est fondée sur une semelle superficielle ou profonde. Le choix s'effectue selon les caractéristiques locales du sol de fondation. Dans le cas de roche ou de sol de fondation de bonne qualité une fondation superficielle sera privilégiée pour des raisons économiques. Par contre, lorsque le sol de fondation est de mauvaise qualité ou faible portance, une fondation profonde, généralement sur pieux, sera choisie. La catégorie de la route, la structure de la chaussée ainsi que la longueur du pont jouent un rôle prépondérant concernant la présence ou non d'un joint de dilatation, d'appuis mécaniques ainsi que de dalles de transition. Les recommandations suisses de l'OFROU [OFROU 2010] permettent de se passer de joints et dalles de transition pour des ponts dont le déplacement imposé  $u_{imp}$  est inférieur à 5 mm et où tout tassement différentiel entre la culée et l'infrastructure routière est exclu. Pour les ponts dont  $5 \leq u_{imp} \leq 20$  mm, l'OFROU préconise de se passer de joints mais pas de dalles de transition. Pour les ponts dont  $u_{imp} \geq 20$  mm, l'OFROU recommande l'utilisation de joints et dalles de transition. La catégorie de la route ainsi que sa superstructure ont une grande importance sur la valeur limite des défauts acceptables. Typiquement, plus l'importance de la route est grande plus elle est soumise à un débit important de circulation, plus les limites sont exigeantes. Les habitudes nationales ont une influence significative sur la géométrie des culées. Par exemple, les conceptions typiques nord américaines et suisses sont très différentes comme le montre la suite de ce document.

Les figures 8 et 9 présentent différentes sortes de culées ainsi que leur interaction avec le remblai situé à proximité. La figure 8 (a) montre une culée qui repose sur un très bon sol de fondation. La culée est découplée du tablier du pont pour éviter une entrave importante du tablier. En effet, la suppression des joints de dilatation conduirait à des efforts normaux de compression  $N$  très importants dans le tablier.

La figure 8 (b) montre une culée fondée superficiellement sur un sol de relativement bonne qualité, typiquement utilisée en Suisse pour les ponts avec joints. La culée est découplée du tablier du pont et par conséquent insensible aux déplacements imposés par celui-ci. Ce découplage conduit à ne pas devoir considérer l'interaction sol-structure à l'exception du calcul de la poussée des terres contre le mur de culée qui peut être effectué comme pour les murs de soutènement traditionnels. Il est à noter que des défauts de compactage dans le remblai situé à proximité de la culée, zone 1 sur la figure 8, peuvent tout de même apparaître. Ces défauts peuvent être la conséquence d'un mauvais compactage mécanique du remblai, d'un léger déplacement de la fondation de la culée, d'une rigidité flexionnelle trop importante du mur de culée, de problèmes liés à un mauvais drainage ou encore d'un mauvais choix du remblai. La construction d'une dalle de transition représente une bonne mesure constructive pour réduire les conséquences sur la surface de roulement d'un tel tassement. Il est à noter que ces défauts sont communs à tous les types de culées qui seront présentées et donc ne seront pas répétés.

La figure 8 (c) montre une culée semi-intégrale fondée superficiellement, munie d'appuis mais pas de joint de dilatation. Ce type de culée est également utilisé en Suisse et est très attractive car elle assure une bonne durabilité des appuis si aucune infiltration d'eau à travers la dalle de transition n'est possible. Au contraire de la culée avec joints, l'interaction sol-structure doit cette fois être considérée. En effet, la dalle de transition est

liée longitudinalement au tablier du pont de sorte que des déformations du remblai peuvent apparaître aux alentours de la dalle de transition, zone 2 dans la figure 8. Ce problème sera étudié spécifiquement dans les chapitres 4 et 5 de ce rapport.

La figure 8 (d) montre une culée semi-intégrale, fondée superficiellement, munie d'un joint de dilatation mais sans appuis mécaniques. Ce type de culée a l'avantage, comme les culées avec joints, de ne pas présenter d'interaction sol-structure. Toutefois, les joints de dilatation, problème principal pour la maintenance des ponts, ne sont pas supprimés. De plus, la construction de la paroi pendulaire et du mur de culée représente une difficulté constructive plus importante que pour les culées présentées précédemment. Comme il sera présenté au chapitre 5, une réflexion particulière doit être menée lors du dimensionnement de la paroi pendulaire.

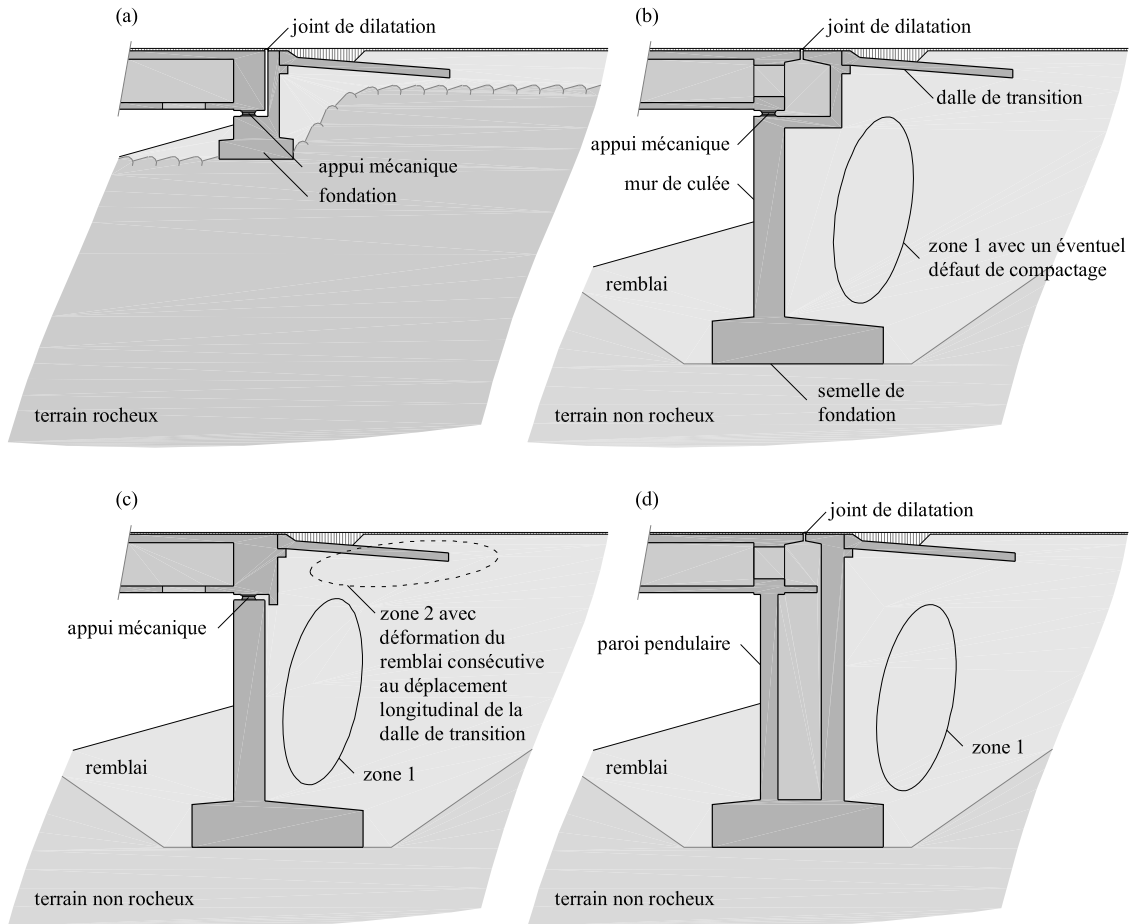


Figure 8: Types de culée; (a et b) culée avec joints (appuis et joint de dilatation) ; (c) culée semi-intégrale avec appuis ; (d) culée semi-intégrale avec joint de dilatation

La figure 9 (a) présente le premier type de culée intégrale. Comme pour la culée présentée à la figure 8 (d), le dédoublement du mur permet de minimiser l'interaction sol-structure. Toutefois, comme pour la culée présentée à la figure 8 (c), les effets consécutifs aux déplacements longitudinaux de la dalle de transition devront être considérés ainsi que ceux relatifs au dimensionnement de la paroi pendulaire.

La figure 9 (b) montre une culée intégrale fondée sur fondation profonde dans un sol de fondation de faible portance avec un mur de culée de faible hauteur. Ce type de culée est caractéristique de celles utilisés en Amérique du Nord, le détail de dalle de transition n'étant toutefois pas réalisé de cette manière comme il sera montré au paragraphe suivant. Cette conception est rarement utilisée en Suisse. En plus de l'interaction sol-

structure liée aux déplacements de la dalle de transition, l'interaction sol-structure doit également être considérée pour évaluer les effets du déplacement du mur de culée ainsi que des déformations des pieux, zone 3 sur la figure 9. Pour plus de détails concernant ce sujet, une ample bibliographie est disponible, voir par exemple [Kunin et Alampalli 2000].

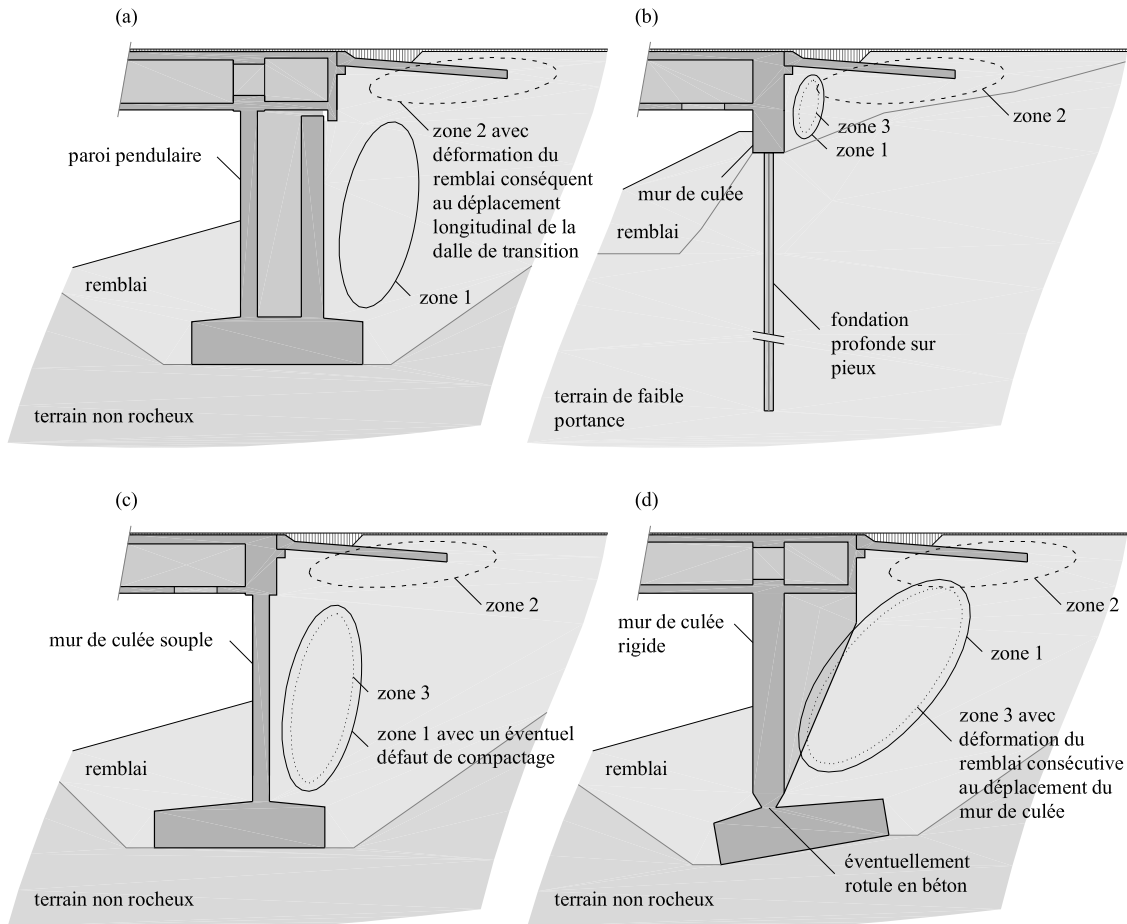


Figure 9: Types de culée; (a-d) culées intégrales (sans appuis ni joint de dilatation)

Finalement, les culées présentées aux figures 9 (c et d) sont représentatives de la conception suisse des culées intégrales fondées superficiellement. Une configuration similaire pourrait être utilisée avec des pieux sous la semelle de fondation dans le cas de sol de fondation de moindre qualité. De manière traditionnelle, la culée représentée à la figure 9 (d) est également nommée *extrémité de pont cadre* au vu de son fonctionnement statique bien plus efficace que la culée représentée à la figure 9 (c). Comme pour la culée de la figure 9 (b), toutes les interactions sol-structure doivent être considérées lors du dimensionnement de l'une ou l'autre de ces culées. Une attention particulière doit également être portée au dimensionnement du mur de culée souple, les efforts normaux  $N$ , de flexion  $M$  et tranchants  $V$  pouvant être importants.

### 3.1.2 Dalles de transition

La zone située à proximité directe des culées a toujours posé des problèmes liés aux déformations du remblai qui peuvent être importantes. En effet, le remblai situé dans cette zone peut être affecté par divers phénomènes conduisant à des défauts de la surface de roulement. Comme le montre la figure 10 [Briaud et al. 1997], les phénomènes qui provoquent des tassements de la surface de roulement sont multiples et



dépendent fortement du remblayage effectué lors de la construction de l'infrastructure routière et du terrain de fondation du pont.

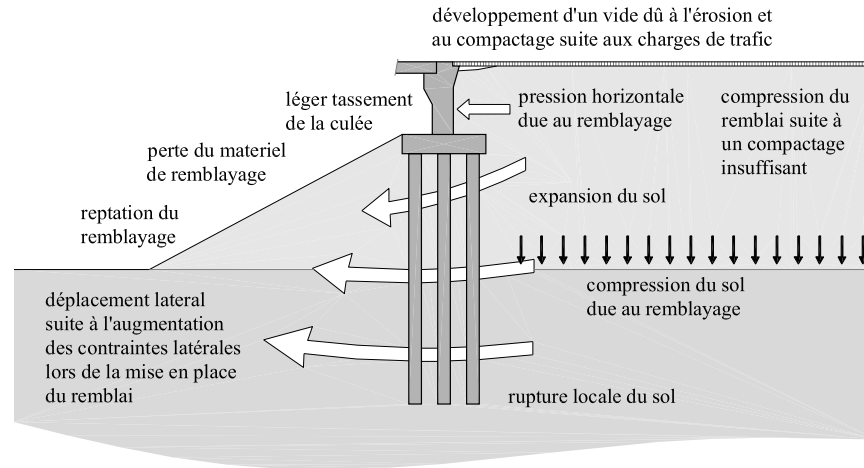


Figure 10: Phénomènes conduisant à des tassements de la surface de roulement à proximité immédiate des culées des ponts [Briaud et al. 1997]



Figure 11: Photo d'un tassement local de la surface de roulement à l'extrémité d'un pont aux USA [Briaud et al. 1997]

Un léger déplacement de la fondation ou du remblai situé à l'arrière de la culée, bien que non dommageables pour la superstructure du pont, peut conduire à des tassements très importants de la surface de roulement et nuire à une utilisation satisfaisante de l'infrastructure routière. Comme le montre la photo de la figure 11 rapportée par Briaud et al. [Briaud et al. 1997], un déplacement de seulement quelques centimètres de la fondation de la culée d'un pont aux USA a entraîné une déprédation très importante de l'enrobé bitumineux. Cette déprédation a conduit à la mise hors service temporaire de l'infrastructure. La figure 12 montre un cas typique de tassement local de la surface de roulement à l'extrémité des ponts. Ce type de tassement peut être déterminant pour les culées fondées profondément sur des pieux traversant une couche de terrain de très faible portance tel une couche alluviale superficielle. Dans ce cas particulier, un risque important est lié au surcompactage de la couche de très faible portance conséquent au remblayage et donc à un tassement différentiel  $w$  entre la surface de roulement et l'infrastructure du pont fondée rigidement sur le terrain rocheux. Une rupture de l'enrobé bitumineux à proximité directe du mur de fondation est prévisible et dangereuse pour les utilisateurs de l'infrastructure routière dans le cas où aucune dalle de transition n'est présente, figure 12 (a). L'ajout d'une dalle de transition permet de minimiser ce problème. En effet, la dalle de transition permet d'une part de franchir un éventuel vide provoqué par les

défauts mentionnés sur la figure 10 et d'autre part agit comme une transition souple entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont, figure 12 (b).

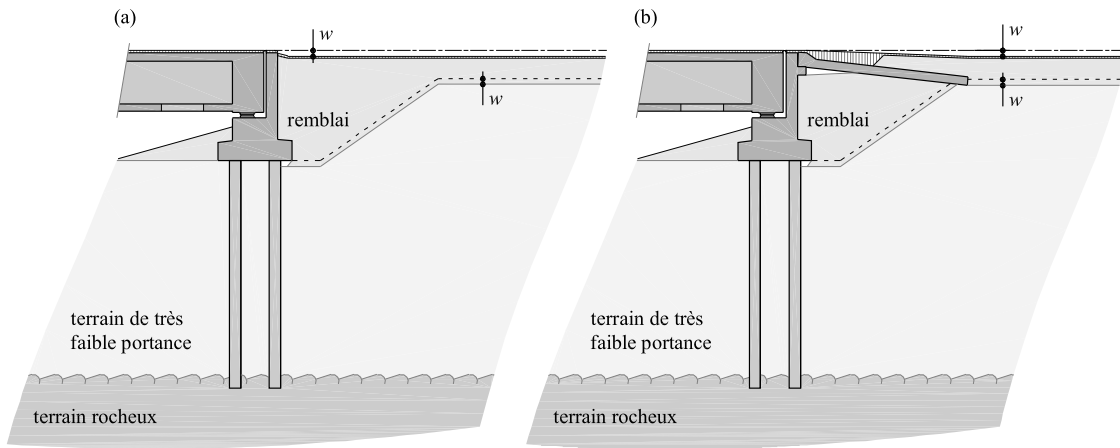


Figure 12: Tassement local de la surface de roulement à l'extrémité d'un pont fondé sur des pieux profonds traversant une couche de terrain de très faible portance ; (a) cas sans dalle de transition ; (b) cas où une dalle de transition est présente

Selon le type de surface de roulement utilisé et les recommandations en vigueur, la conception des dalles de transitions peut varier fortement. Par exemple, au New Jersey / USA, des routes constituées de plaques de béton préfabriquées sont fréquemment construites et des dalles de transition comme celle présentée à la figure 13 sont utilisées. Une assise est normalement construite à l'extrémité de la dalle de transition pour lui assurer une bonne portance. Dans ce cas,  $L_{DT} = 3$  m est le minimum possible et  $h_{DT} = 0.45$  m.

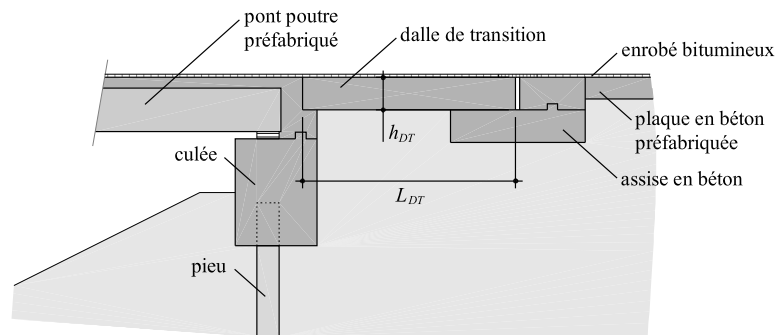


Figure 13: Détail standard d'une dalle de transition d'un pont intégral au New Jersey / USA [New Jersey DOT 2002]

En Suisse, les dalles de transition sont généralement construites directement sur le remblai avec une pente  $\alpha_{DT}$ , figure 14. Pour ce type d'infrastructure, Wong et Small [Wong et Small 1994] ont démontré expérimentalement que l'inclinaison des dalles de transition  $\alpha_{DT}$ , lors de passages répétés d'essieux, a une influence significative sur la progressivité du tassement, figure 15 (b). Dans le cas d'une dalle de transition parfaitement horizontale, une cassure importante de la surface de roulement se produit à l'extrémité de celle-ci et nuit de manière significative à l'utilisation de l'infrastructure routière.

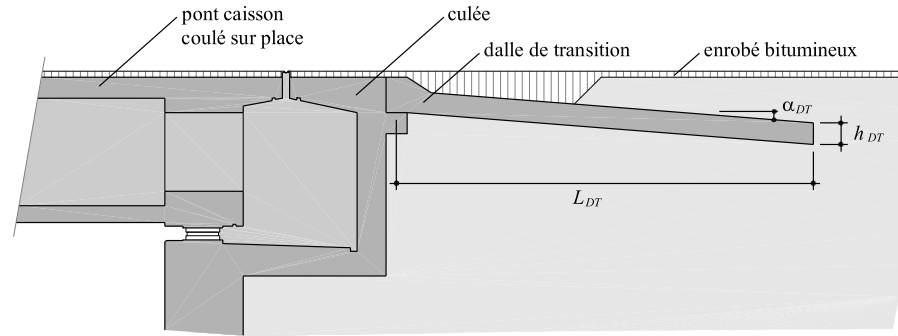


Figure 14: Détail standard d'une dalle de transition d'un pont suisse avec joints [OFROU 2010]

En règle générale, les dimensions suivantes sont utilisées :  $L_{DT} = 4 \div 6$  m,  $\alpha_{DT} = 10$  % et  $h_{DT} = 0.3$  m. Les directives suisses actuelles concernant les dalles de transition [OFROU 2010] recommandent de les utiliser si le déplacement imposé aux culées  $u_{imp}$  est supérieur ou égal à 5 mm. Par conséquent, tous les ponts d'importance modérée et élevée sont construits avec des dalles de transition.

Toutefois, bien que les dalles de transitions permettent de minimiser les problèmes de tassement du sol derrière le mur de culée, leur dimensionnement n'est pas aisé et est encore souvent source de problèmes, ce d'autant plus pour les culées intégrées [White et al. 2007]. C'est pourquoi, une analyse soignée de cet élément est importante.

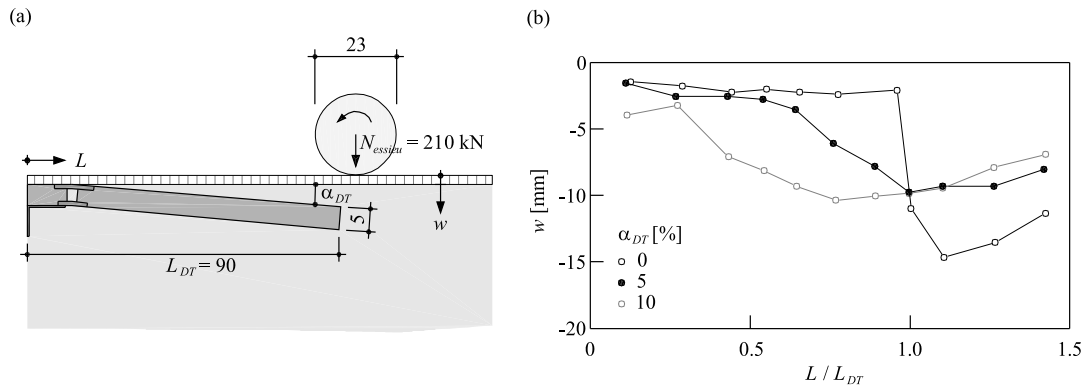


Figure 15: Essais effectués par Wong et Small [Wong et Small 1994] ; (a) géométrie et dimensions principales de la dalle de transition testée et de l'essieu, [cm] ; (b) déformation de la surface du sol après 600 passages de l'essieu

### 3.1.3 Détail de connexion entre les culées et les dalles de transition

La directive suisse de l'OFROU concernant la connexion entre la culée et la dalle de transition [OFROU 2010] recommande une liaison articulée. Pour obtenir cette articulation, elle recommande les trois détails présentés aux figures 16 (a à c).

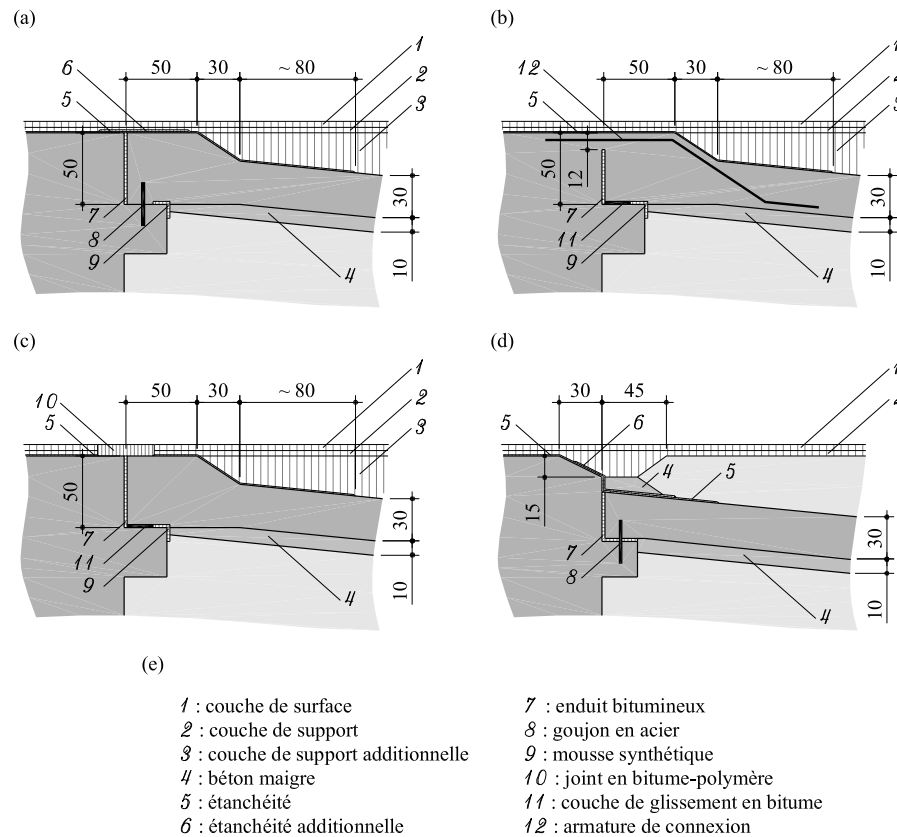


Figure 16: Détails recommandés par l'OFROU [OFROU 2010] (a à c) et par le service des ponts et chaussées des Grisons [Tiefbauamt Graubünden 2005] (d) pour la connexion articulée entre la culée et la dalle de transition, [cm] ; (a) liaison avec un goujon en acier et un dédoublement de l'étanchéité ; (b) liaison avec une plaque de glissement et une armature de connexion ; (c) liaison avec une plaque de glissement et un joint bitume-polymère ; (d) liaison recommandée par le département de génie civil des Grisons ; (e) nomenclature des éléments composant les connexions présentées

Le détail de la figure 16 (a) est facilement réalisable. Il présente toutefois le défaut majeur d'imposer un centre de rotation de la dalle de transition autour du centre du goujon en acier. Ce centre de rotation, situé à environ 0.6 m de la surface de roulement implique un risque important de fissuration de l'enrobé bitumineux et un arrachement du lés d'étanchéité dès qu'une légère rotation de la dalle de transition se produit. Dans ce cas, la déformation longitudinale se concentre au droit de la fente entre les deux éléments. Ce problème est accentué pour les ponts intégraux et semi-intégraux qui imposent un déplacement horizontal en plus d'une légère rotation de la dalle de transition, voir figure 17. Par conséquent, ce détail n'est recommandé par l'OFROU que pour les culées avec joints.

Le détail présenté à la figure 16 (b) est plus favorable au niveau de la fissuration de l'enrobé bitumineux que celui présenté précédemment. En effet, le centre de rotation se trouve au niveau de l'armature de connexion et par conséquent à proximité directe de la surface de roulement ce qui diminue fortement le risque de fissuration de l'enrobé bitumineux. Ce détail est toutefois plus difficile à mettre en place. En effet, l'armature de connexion doit être laissée en attente alors que la plaque de glissement, la mousse synthétique et l'enduit bitumineux sont posés ultérieurement. Bien que la construction de ce détail n'est pas aisée, ce détail est actuellement recommandé par l'OFROU pour les culées intégrales et semi-intégrales.

Le détail présenté à la figure 16 (c) a été développé pour les ponts de faibles longueurs. Le joint de dilatation en bitume-polymère [OFROU 2005] permet, sans fissuration, un déplacement longitudinal relatif entre le mur de culée et la dalle de transition d'une dizaine de millimètres. Ce détail est aisément réalisable, un soin important doit toutefois être porté au joint en bitume-polymère. Toutefois, ce détail ne peut être utilisé pour les ponts intégraux et semi-intégraux que lorsque les déplacements horizontaux imposés aux culées sont faibles. En effet, la dalle de transition n'est pas liée longitudinalement au tablier du pont. De ce fait, lorsque le tablier du pont se raccourcit longitudinalement, la dalle de transition reste à sa place initiale. De ce fait, toute la déformation longitudinale va se concentrer au droit du joint de dilatation en bitume-polymère risque de se détériorer lorsque le déplacement admissible ( $\pm 10$  mm généralement) est dépassé.

Le détail présenté à la figure 16 (d), recommandé par le service des ponts et chaussées des Grisons [Tiefbauamt Graubünden 2005], est un développement du détail présenté à la figure 16 (a). Ce développement réduit significativement le risque de fissuration de l'enrobé bitumineux. En effet, la couche d'étanchéité additionnelle, positionnée entre du béton maigre et l'étanchéité principale, peut glisser facilement presque sans solliciter la couche de support. De plus, les 15 cm de couche de support bitumineux supplémentaire au dessus de la connexion permettent d'éloigner la surface de roulement de l'ouverture éventuelle de la cassure, ce qui réduit également le risque de fissuration. L'utilisation de ce détail est également envisageable pour les culées intégrales et semi-intégrales.

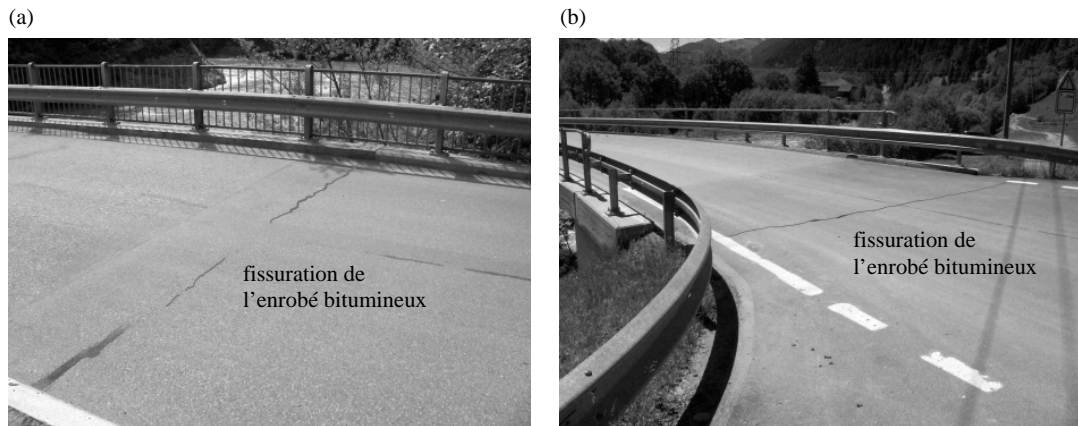


Figure 17: Exemples de fissuration de la surface de roulement au niveau du détail de connexion entre la culée et la dalle de transition [Kaufmann 2009], détails de connexion selon la figure 16 (a) ; (a) Pont semi-intégral de 68 m de longueur construit en 1986 à Reichenau/CH ; (b) Pont semi-intégral de 80 m de longueur construit en 2000 à Cumpadials/CH

## 3.2 Ponts intégraux

### 3.2.1 Recherches internationales

Des recherches intéressantes sur les ponts intégraux ont été effectuées ces dernières années, principalement en Allemagne, en Angleterre, en Scandinavie et sur le continent nord américain. Ces recherches relèvent de divers domaines d'études. Le premier domaine de recherche a porté sur le recensement des ouvrages existants, leur comportement en service ainsi que la mise en évidence des connaissances actuelles. Ces études ont mis en évidence le manque important de connaissances sur le comportement de ce type d'ouvrage et par conséquent de la très grande variabilité des recommandations et limites actuelles. Le compte rendu de Kunin et Alampalli [Kunin et Alampalli 2000] sur les ponts intégraux aux USA et au Canada résume très bien cet état de fait. Le deuxième domaine de recherche, plus académique, a porté sur des essais en laboratoire, des mesures in situ et des études théorique par éléments finis, en particulier pour déterminer la pression contre le mur de culée et le comportement à long terme des pieux supportant les culées intégrales sur des terrains de faible portance. Des essais en

laboratoire ont été réalisés sur des modèles à petite échelle, parfois en centrifugeuse, à l'exception de la série expérimentale effectuée par Pötzl et Naumann [Pötzl et Naumann 2005]. Ces essais ont mis en évidence des phénomènes physiques concernant l'interaction sol-structure. La petite échelle de ces essais conduit à considérer ces résultats avec prudence, seules des conclusions qualitatives au sujet des déformations et des efforts dans le sol à proximité des culées des ponts intégrés pouvant en être tirées. Les mesures in situ ont été effectuées afin de déterminer les variations journalières et saisonnières de température des ouvrages concernés ainsi que le développement de la contrainte horizontale contre les culées et pieux de ponts intégraux. Les informations déduites de ces mesures concernent donc uniquement les actions que l'on peut rencontrer sur les murs de culées et pieux des ponts intégraux. Les études par éléments finis portent sur le même domaine d'investigation.

Sont mentionnés ci-dessous que les livres, rapports de thèse ou de master et conférences traitant des ponts intégraux. Le livre *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken* de Pötzl et al. [Pötzl et al. 1996], ainsi que le livre *Robuste Brücken* de Pötzl [Pötzl 1996] traitent des efforts et états limites des éléments structuraux des ponts intégraux en faisant toutefois des simplifications très importantes concernant le sol. Le sol est au mieux considéré à l'aide de ressorts linéaires. Le livre *Integral bridges a fundamental approach to the time-temperature loading problem* de England et al. [England et al. 2000], traite principalement de l'aspect géotechnique de l'effet de chargements cycliques sur le comportement du remblai situé à proximité des culées de ponts intégraux. Le livre *Integral and Semi-integral Bridges* de Burke [Burke 2009], porte sur l'état de l'art des ponts intégraux et semi-intégraux ainsi que des problèmes associés aux géométries et détails généralement utilisées aux USA.

Depuis la fin des années 1990, de plus en plus de recherches sont effectuées sur les ponts intégraux. Ces recherches académiques ont abouti entre autre à des rapports de master ou de thèse. Références, non exhaustive, de cette littérature :

- en Scandinavie : [Koskinen 1997 ; Karawajczyk 2001 ; Bayoglu Flener 2004 ; Kerokoski 2006 et Nilsson 2008]
- en Angleterre : [Tsang 1998 ; Goh 2001 et Tan 2006]
- aux Etats-Unis : [Metzger 1995 ; Arsoy 2000 ; Bettinger 2001 ; Jaradat 2005 et Shah 2007]

En Allemagne, des recherches importantes ont également été effectuées depuis la fin des années 1990 et ont été publiées dans le Deutscher Ausschuss für Stahlbeton [Pötzl et al. 1996 et Engelsmann et al. 1999].

Les conférences internationales suivantes, ayant comme thème principal les ponts intégraux, ont été organisées :

- *Continuous and integral bridges: Towards Joint-Free Bridges* en 1994 à Cambridge/UK [Pritchard 1994]
- *Integral Abutment and Jointless Bridges* en 2005 à Baltimore/USA [FHWA 2005]
- *International Workshop on the Bridges with Integral Abutments* en 2006 à Luleå/S [Collin et al. 2006]

### 3.2.2 Recherches suisses

Lors de ces dernières années, une étude de l'état de l'art des ponts intégraux a également été effectuée en Suisse par Kaufmann et publiée en 2005 sous le titre *Integrale Brücken – Sachstandsbericht* [Kaufmann 2005].

Actuellement, la suppression des joints de dilatations est recommandée par l'OFROU [OFROU 2010], si les conditions du site le permettent, pour des ponts dont le déplacement imposé  $u_{imp}$  est inférieur à 20 mm. Par conséquent, si la géométrie de l'ouvrage est parfaitement symétrique et si les conditions géologiques sont identiques aux deux culées, les ponts intégraux peuvent être construits jusqu'à une longueur  $L_{pont}$  de

50 m pour une déformation imposée  $\varepsilon_{imp} = -0.8$  mm/m. Bien évidemment, si l'intensité de la déformation imposée  $\varepsilon_{imp}$  est plus petite, la longueur  $L_{pont}$  augmente proportionnellement. Par exemple, si  $\varepsilon_{c,sh} = -0.25$  mm/m et  $\varepsilon_{cr} = -0.2$  mm/m alors  $\varepsilon_{imp} = -0.65$  mm/m et la longueur maximale devient  $L_{pont} = 62$  m. Pour  $\varepsilon_{c,sh} = -0.15$  mm/m ;  $\varepsilon_{cr} = -0.15$  mm/m alors  $\varepsilon_{imp} = -0.5$  mm/m et  $L_{pont}$  atteint 80 m.

## 4. Conséquences des déplacements imposés $u_{imp}$ sur l'extrémité du pont

Les déplacements imposés  $u_{imp}$  aux culées intégrales conduisent à différents problèmes spécifiquement liés aux déformations du sol à proximité de la dalle de transition et du mur de culée, voir figure 18. L'évaluation de la pression des terres contre le mur de culée ainsi que de la capacité de déformation requise pour permettre une souplesse suffisante du mur de culée sont nécessaires pour dimensionner correctement le mur souple. La compréhension des phénomènes conduisant à la création du vide derrière le mur de culée ainsi qu'au tassement de la surface de roulement permettra de dimensionner la dalle de transition. Finalement, l'étude des problèmes liés à la fissuration de l'enrobé au niveau de la connexion entre le tablier du pont et la dalle de transition permettra de mieux comprendre ce problème, plus important pour les ponts intégraux et semi-intégraux mais également présent pour les ponts avec joints, et de proposer une solution constructive efficace dans le chapitre 5.

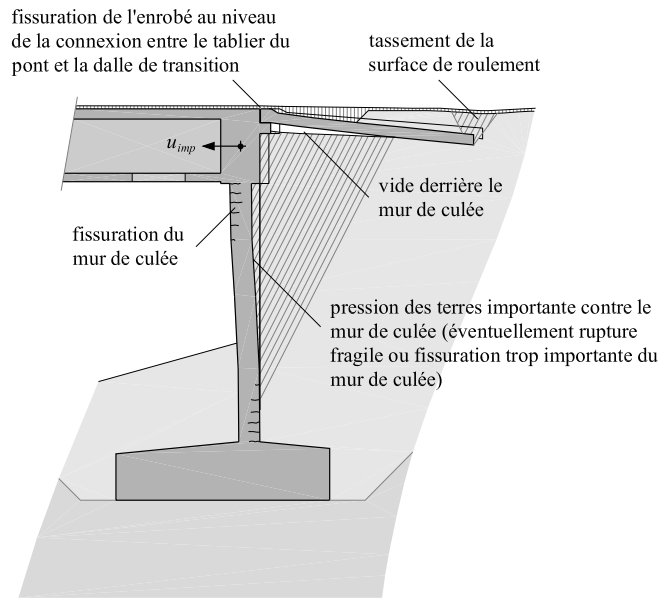


Figure 18: Problèmes spécifiques à étudier pour les culées intégrales

### 4.1 Pression contre le mur de culée

De manière générale, la pression contre les murs est déterminée par l'équation 6.

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (6)$$

où  $\sigma_v$  est la contrainte verticale, généralement due au poids propre de la colonne de terre située au dessus de la position considérée et  $K$  est le coefficient de poussée des terres. La contrainte verticale  $\sigma_v$  étant généralement aisément estimable. Par conséquent seul le coefficient de poussée des terres  $K$  doit être évalué pour obtenir la pression  $\sigma_h$  contre le mur. Le coefficient de poussée des terres  $K$  varie entre  $K_a$ , le *coefficient actif de poussée de terre*, qui se présente lorsque le mur s'écarte translationnellement d'environ  $u_{imp} = 0.001 h_{mur}$  du terrain et  $K_p$ , le *coefficient passif de poussée de terre*, qui se présente lorsque le mur s'enfonce translationnellement d'environ  $u_{imp} = 0.01 h_{mur}$  du terrain. Lorsque le mur est à sa place initiale, le coefficient de poussée des terres est dit *au repos* et symbolisé par  $K_0$ , figure 19.



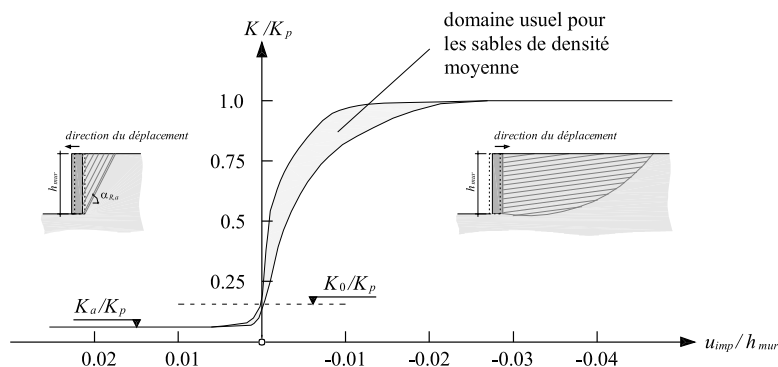


Figure 19: Coefficient de poussée des terres  $K$  en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$  au mur [adapté de Clough et Duncan 1991]

Pour les sols granulaires, l'intensité de  $K_0$  est traditionnellement évaluée en ne considérant que l'angle de frottement  $\varphi$  selon l'équation 7 dite de Jaky [Jaky 1944]. Cette formule, très simple et empirique, donne généralement de bonnes estimations.

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad (7)$$

Les coefficients  $K_a$  et  $K_p$  sont déterminés par la théorie de la plasticité. Le mécanisme plastique pour la détermination de coefficient actif de poussée des terres  $K_a$  développé par Rankine [Rankine 1857] admet une surface de rupture de pente  $\alpha_{R,a} = 45 + \varphi / 2$ . De ce fait, l'intensité de  $K_a$  est donnée par l'équation 8 pour le cas d'un mur vertical sans frottement. Bien que ce coefficient dépende uniquement de l'angle de frottement du remblai  $\varphi$ , il permet d'évaluer de manière satisfaisante l'intensité du coefficient de poussée active.

$$K_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \quad (8)$$

Pour déterminer, l'intensité du coefficient passif de poussée des terres  $K_p$ , un mécanisme plastique plus compliqué doit être considéré pour minimiser la résistance du remblai. Caquot et Kerisel proposent d'admettre une surface de rupture logarithmique. La rugosité du mur  $\delta_{mur}$  ne peut plus être négligée. Les valeurs de  $K_p$ , en fonction de  $\varphi$  et  $\delta_{mur}$  sont disponibles dans [Caquot et Kerisel 1973]. Il faut néanmoins considérer que la poussée passive n'est presque jamais déterminante à l'état limite de service.

Lors de la détermination de la force maximale s'appliquant contre le mur de culée, comme le mentionnent Duncan et Mokva [Duncan et Mokva 2001], la résistance et la rigidité du remblai sont importantes. En effet, plus la résistance du remblai est importante, plus le coefficient passif de poussée des terres  $K_p$  peut augmenter. De plus, plus le remblai est rigide, plus la pression des terres  $\sigma_h$  contre le mur de culée est importante pour un déplacement donné. Bien évidemment, la forme de la culée a également une influence sur la pression des terres  $\sigma_h$  à attendre, puisque la pression est liée aux déplacements de l'élément situé contre le sol.

La détermination de la pression du remblai contre le mur de culée est encore plus ardue pour les ponts intégraux. En effet, le déplacement imposé  $u_{imp}$  par le tablier au mur de culée découle du retrait et du fluage dans la direction active ainsi que de la variation thermique provoquant des déplacements dans la direction active comme passive, figure 6. Le déplacement imposé à long terme, pour les ponts en béton, est toujours dans la direction active, le raccourcissement du retrait et du fluage étant plus important que l'allongement thermique. Cette constatation a conduit par le passé à admettre que la pression contre le mur de culée peut être considérée avec le coefficient actif de poussée des terres  $K_a$ . Toutefois, deux interrogations majeures subsistent. La première porte sur l'intensité de la pression des terres  $\sigma_h$  si, juste après la construction, le déplacement imposé agit dans la direction passive (premier demi-cycle de température visible sur la figure 6). La deuxième interrogation concerne l'influence des variations des

déplacements imposés sur le comportement à long terme des remblais. Pour tenter de répondre à ces questions, plusieurs équipes anglaises ont procédé à des essais en laboratoire.

A la suite d'essais de très petite échelle effectués en centrifugeuse par l'équipe de Springmann [Ng et al. 1998 et Ng et al. 1998a], l'équipe d'England [England et al. 2000] a procédé à une série expérimentale en laboratoire sur un modèle de culée de 500 mm de haut articulée à sa base. Lors de l'application d'un déplacement cyclique représentant les variations de température du tablier du pont, des mesures de pression contre la culée ont été effectuées. Les résultats principaux de l'essai, conduits avec la plus grande amplitude cyclique  $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.35 \%$ , sont rapportés à la figure 20.

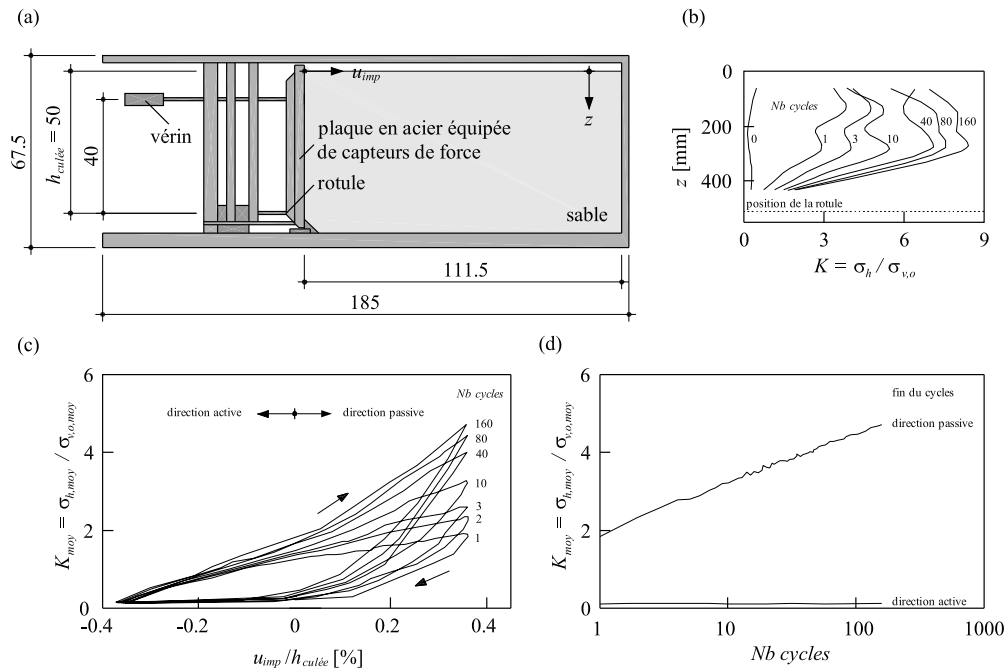


Figure 20: Essais d'England et al. [England et al. 2000] sur modèle réduit pour déterminer l'influence d'un déplacement cyclique,  $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.35 \%$ , sur la pression contre les culées intégrales comportant une rotule à leur base; (a) bâti d'essai, échelle 1:25, [cm]; (b) évolution de la pression contre la culée, à la fin des cycles dans la direction passive, en fonction du nombre de cycles; (c) évolution de la pression moyenne contre la culée en fonction du nombre de cycles; (d) évolution de la pression moyenne contre la culée, à la fin des cycles dans la direction active et passive, en fonction du nombre de cycles

Comme le montre la figure 20 (b), la pression contre le mur de culée  $\sigma_h$  lors du déplacement dans la direction passive tend à s'accroître avec les cycles bien que le déplacement imposé  $u_{imp}$  soit constant dans son amplitude. Ce phénomène est particulièrement important dans les premiers cycles et tend à s'amoinir de manière logarithmique avec l'augmentation du nombre de cycles, figure 20 (d). On peut encore remarquer que lors du déplacement dans la direction passive, le plateau plastique du sol n'est pas atteint, figure 20 (c). Au contraire, lors du déplacement dans la direction active, le sol tend à se plastifier très rapidement, figure 20 (c). Par conséquent, la valeur totale de la poussée des terres dans la direction active semble rester stable avec l'augmentation du nombre de cycles, figure 20 (d).

L'augmentation de la poussée des terres lorsque la culée se déplace dans la direction passive s'explique par l'augmentation de la rigidité du remblai du au compactage et non par l'augmentation de l'angle de frottement  $\varphi$  qui est une valeur intrinsèque du sol et qui dépend principalement de la taille des grains, de leur angularité et du coefficient d'uniformité  $U_c$  et peu de l'historique de chargement, comme le rapporte López

Caballero [López-Caballero 2003]. Dans la direction active, l'augmentation de la rigidité consécutive au compactage est difficilement visible. En effet, le remblai se plastifie pour des déformations très faibles et dans cet état ne présente pas de changement significatif relatif au compactage. Toutefois, comme mentionné par Xu et al. [Xu et al. 2007], l'augmentation de la rigidité des sols granulaires soumis à d'importantes déformations cycliques n'est pas seulement associée à la diminution de l'indice de vide  $e$  mais également, et ceci de manière très importante, au réarrangement granulaire. Le réarrangement des grains peut se produire que lorsque le sol subit des déformations actives importantes.

Une série expérimentale à une échelle plus importante a été effectuée par Cosgrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003]. Le mur de culée est une nouvelle fois articulé à sa base et mesure cette fois de 1 m de haut, figure 21 (a). Des mesures de pression ont été effectuées à deux hauteurs différentes et pour deux amplitudes cycliques différentes :  $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.23 \%$  et  $\pm 0.63 \%$ .

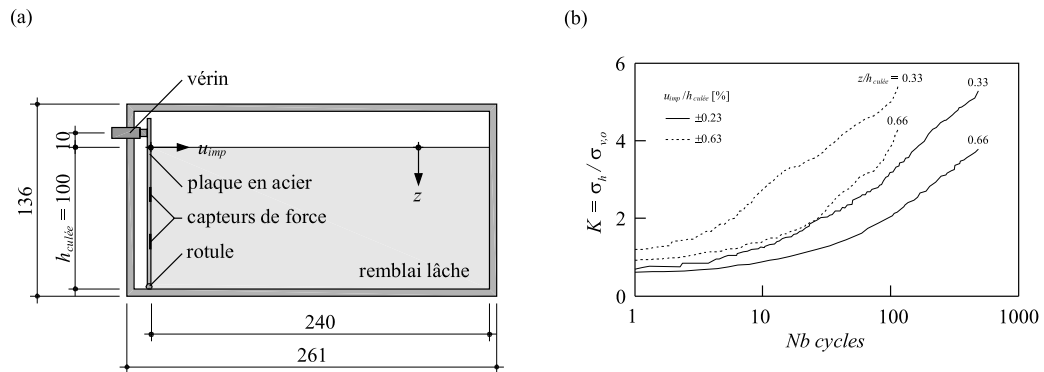


Figure 21: Essais de Cosgrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003] sur modèle réduit pour déterminer l'influence des déplacements cycliques des culées intégrales comportant une rotule à leur base, sur la pression contre la culée ; (a) bâti d'essai, échelle 1:50, [cm] ; (b) évolution de la pression contre la culée, à la fin des cycles dans la direction passive, en fonction du nombre de cycles

Comme dans les essais précédents, les résultats montrent une augmentation de la rigidité du sol avec l'accroissement du nombre de cycles. Ceci produit une augmentation de la pression contre la culée pour un déplacement imposé donné, figure 21 (b). Toutefois, contrairement aux essais d'England et al., [England et al. 2000], l'évolution de la rigidité est faible lors des 10 premiers cycles pour ensuite suivre la même tendance logarithmique de rigidification présentée précédemment. Ce décalage s'explique par le remblai lâche utilisé qui nécessite quelques cycles pour commencer à se compacter. Cette série d'essai met également en évidence l'importance de l'amplitude du déplacement imposé. Comme on peut le constater, une amplitude plus importante conduit à une augmentation plus rapide de la rigidité du remblai. Cela s'explique par le réarrangement granulaire plus important. En effet, les déformations actives sont d'autant plus importantes que l'amplitude du déplacement imposé est importante.

Finalement, des essais à petite échelle, ont été effectués par Goh [Goh 2001]. Les résultats montrent approximativement les mêmes résultats que ceux présentés précédemment.

Les premières mesures in situ connues des auteurs ont été effectuée par Broms et Ingelson dans les années 1960 [Broms et Ingelson 1973 et Broms et Ingelson 1971]. Des mesures in situ ont également été effectuées ces dernières années aux USA. Par exemple l'équipe de Breña et Civijan [Bonzcar et al. 2005 ; Bonzcar et al. 2005a ; Brena et al. 2007 ; Civijan et al. 2007 et Kalayci et al. 2009] a mesuré la pression des terres contre le mur de culée d'un pont sur pieux pendant plus de trois ans. Toutefois, il est difficile d'en tirer des conclusions, la durée de mesure n'étant pas encore suffisamment

longue. De plus, dans les problèmes géotechniques, les mesures de pression sont peu aisées et demandent donc une certaine retenue lors de l'interprétation des résultats.

## 4.2 Tassement de la surface derrière le mur de culée

Comme préalablement indiqué sur la figure 18, lorsque le mur de culée subit un déplacement dans la direction active, une rupture active du remblai s'amorce très rapidement. Cette rupture provoque une déformation verticale importante de la surface du sol à proximité du mur de culée.

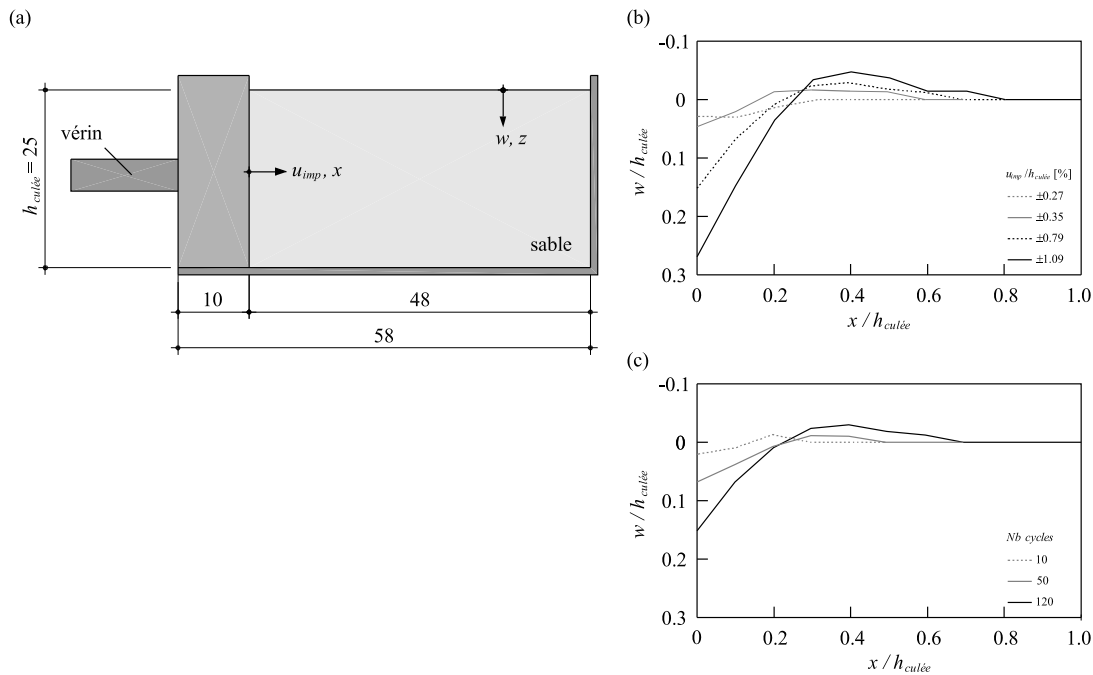


Figure 22: Essais de Goh [Goh 2001] sur modèle réduit pour déterminer l'influence des déplacements translationnels cycliques des culées intégrales sur le tassement derrière la culée ; (a) bâti d'essai, échelle 1:10, [cm] ; (b) déformation de la surface du remblai en fonction du déplacement imposé normalisé  $u_{imp} / h_{culée}$  après 120 cycles ; (c) déformation de la surface du remblai en fonction du nombre de cycles pour  $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.79 \%$

Lors des séries expérimentales présentées au paragraphe précédent [Ng et al. 1998 ; Ng et al. 1998a ; England et al. 2000 ; Cosgrove et Lehane 2003 et Goh 2001], les déformations verticales de la surface du sol  $w$  ont également été mesurées. Le bâti d'essai de la série de Goh [Goh 2001], sur le tassement de la surface du remblai pour des déplacements translationnels cycliques de la culée, est présenté à la figure 22 (a). Une nouvelle fois, ces essais ont été effectués à petite échelle, la hauteur de la culée ne mesurant que 250 mm. La figure 22 (b) présente la comparaison de la déformée de la surface après 120 cycles pour différentes amplitudes de déplacement imposé. Toutes les courbes présentent dans la première partie un tassement de la surface qui provient de la rupture active du remblai lors du déplacement dans la direction active de la culée. Par la suite, un soulèvement de la surface se présente également si le déplacement dans la direction passive est suffisant pour produire une rupture passive du remblai. On peut noter que l'amplitude du tassement de la surface augmente avec l'augmentation de l'amplitude du déplacement imposé mais que la position de l'extrémité du tassement, c'est-à-dire la transition entre  $w$  positif et négatif, est approximativement constante. Dans ce cas, environ  $0.25 x / h_{culée}$ . La forme de la surface peut être expliquée qualitativement à l'aide de la théorie de la plasticité. Si le mur de culée est soumis à un déplacement

imposé  $u_{imp}$  dans la direction active, une rupture active du remblai se produit qui entraîne un tassement sur une distance  $L_{R,a}$ . En admettant une rupture active de Rankine [Rankine 1857],  $\alpha_{R,a} = 45 + \varphi / 2$  et alors  $L_{R,a} = h_{culée} \cotan(\alpha_{R,a})$ , figure 23 (a). Si par la suite, le mur de culée est soumis à un déplacement imposé  $u_{imp}$  important dans la direction passive, une rupture passive du remblai se produit et entraîne un soulèvement de la surface sur une distance  $L_{R,p}$ , figure 23 (b). Pour déterminer la distance  $L_{R,p}$ , une surface en spirale logarithmique suivant la théorie de Caquot-Kerisel [Caquot et Kerisel 1973] peut être utilisée. La figure 22 (c) montre l'évolution de la déformée de la surface en fonction du nombre de cycles pour une amplitude du déplacement imposé  $u_{imp} / h_{culée} = 0.79 \%$ . Une nouvelle fois, on peut remarquer que le tassement de la surface augmente avec le nombre de cycles mais que la position de l'extrémité du tassement reste environ constante.

La figure 24 (a) montre le bâti utilisé par Cosgrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003]. Ce bâti a déjà été présenté à la figure 21 (a). Comme dans les essais effectués par Goh [Goh 2001], la figure 24 (b) montre l'évolution du tassement de la surface avec l'augmentation du nombre de cycles. On remarquera que l'évolution de l'amplitude maximale du tassement  $w_{max}$  est, comme pour la pression contre la culée, de forme logarithmique. Par conséquent, un accroissement important est constaté lors des premiers cycles. La valeur relative de l'amplitude du tassement  $w_{max} / h_{culée}$  est plus importante que dans les essais de Goh. Cela s'explique par le remblai lâche utilisé par Cosgrove et Lehane à la différence du sable dense utilisé par Goh. La figure 24 (c) présente l'évolution de la surface du remblai en fonction du nombre de cycles pour  $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.25 \%$ . Comme dans les essais de Goh, la position  $x$  de l'extrémité du tassement reste stable. Dans ce cas, elle se situe à environ  $x / h_{culée} = 0.55$ . Cette valeur est en accord avec l'évaluation  $L_{R,a} / h_{culée} = \tan(\varphi / 2 + 45^\circ) = 0.50$  obtenue en considérant la dimension longitudinale d'une rupture active  $L_{R,a}$  selon Rankine [Rankine 1857] pour un angle de frottement du remblai  $\varphi = 37^\circ$ . Par contre, contrairement aux essais de Goh, aucun soulèvement de la surface n'a été constaté. Ceci signifie que la rupture passive n'a probablement pas été atteinte.

Comme constaté dans les essais présentés précédemment, lorsque la culée intégrale se déplace dans la direction active, même de manière extrêmement faible, un vide se forme à proximité du mur de culée. Dans la pratique, des dalles de transition doivent être utilisées à l'extrémité des ponts intégraux pour franchir ce défaut local. Par conséquent, lors de leur dimensionnement, une attention particulière doit être portée au fait qu'elles ne reposent pas sur le remblai sur toute leur longueur. Comme mentionné précédemment, ce problème peut également se produire pour les ponts avec joints où le remblai subit un léger tassement, figure 10, et sera traité au §5.3.2.

Des modélisations par éléments finis ont été effectuées par Cai et al. [Cai et al. 2005] pour déterminer l'influence de la taille du vide sous la dalle de transition sur le déplacement vertical et les moments dans la dalle de transition lors du passage d'un chariot. Le sol ainsi que la structure ont été modélisés par des éléments hexaèdres élastiques-plastiques (critère de Drucker-Prager) en 3D. Evidemment, il a été constaté que le tassement  $w$  et les moments  $M$  augmentent significativement avec l'augmentation du vide. Toutefois, lorsque le vide sous la dalle de transition devient très important, le remblai ne peut plus supporter les charges sans se déformer verticalement de manière significative en se plastifiant. Roy et Thiagarajan [Roy et Thiagarajan 2007] ont étudié, également par élément finis, l'influence d'un vide sous la dalle de transition sur son taux de fissuration. Dans cette étude, le sol a été modélisé par des ressorts élastiques. Une nouvelle fois, les résultats obtenus ont montré que la dimension du vide a une influence importante sur les efforts  $M$  et  $V$  et donc sur le comportement global de la dalle de transition.

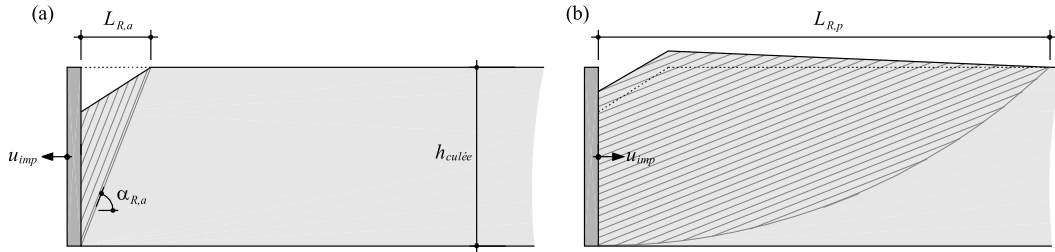


Figure 23: Evaluation qualitative de la forme de la surface en considérant la théorie de la plasticité

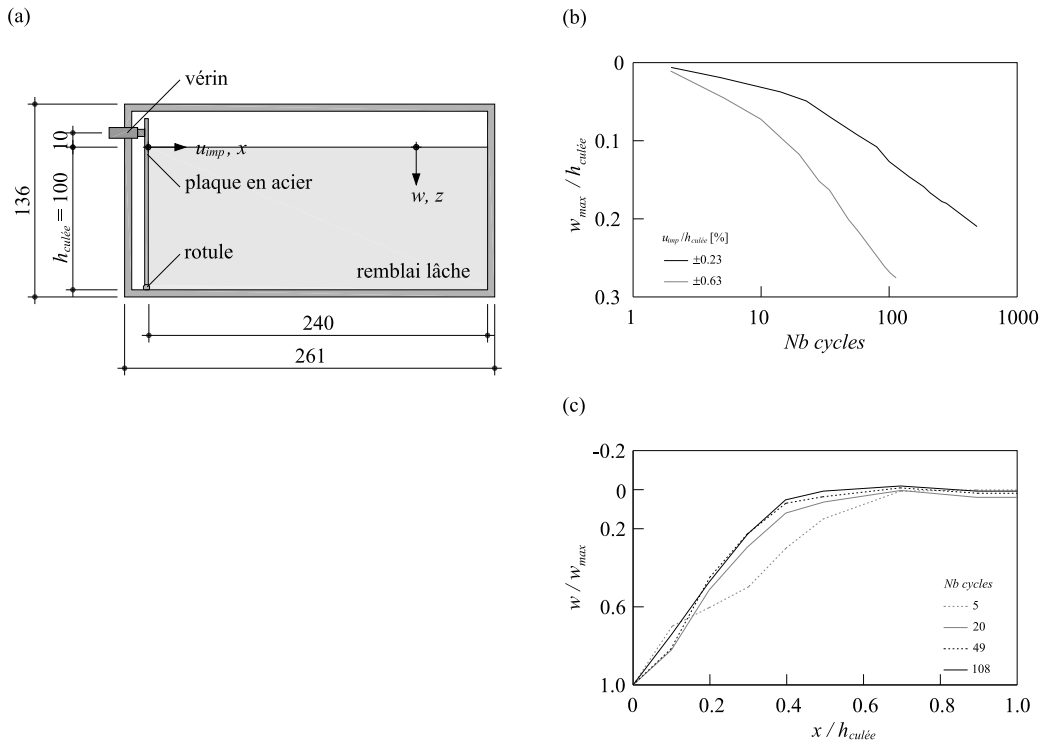


Figure 24: Essais de Cosgrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003] sur modèle réduit pour déterminer l'influence des déplacements cycliques des culées intégrales, comportant une rotule à leur base, sur le tassement derrière la culée ; (a) bâti d'essai, échelle 1:50, [cm] ; (b) évolution du tassement maximal en fonction du nombre cycles ; (c) déformation de la surface du remblai en fonction du nombre de cycles pour  $u_{imp} / h_{culée} = \pm 0.23 \%$

### 4.3 Déformation de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition

Lorsque le tablier se déplace dans la direction active et tire avec lui la dalle de transition connectée longitudinalement à la culée, figure 18, le déplacement longitudinal de la dalle de transition produit un tassement de la surface de roulement au droit de son extrémité. Au contraire, lorsque le tablier se déplace dans la direction passive, la dalle de transition s'enfonce dans le remblai et conduit à un soulèvement de la surface de roulement. Ces phénomènes sont discutés dans les paragraphes suivants. A la connaissance des auteurs, aucune étude n'a jamais été effectuée sur ces problèmes.

### 4.3.1 Modèle numérique

L'étude du tassement de la surface de roulement au droit de la dalle de transition a été effectuée par la méthode des éléments finis. Le logiciel GefDyn [Aubry et Modaressi 2008], développé à l'Ecole Centrale de Paris (ECP) a été utilisé pour cette étude. Le choix de ce logiciel a été motivé par la disponibilité d'un modèle mécanique avancé pour le sol. En effet, le modèle mécanique, dit de Hujeux [Aubry et al. 1982 et Hujeux 1985] utilisé pour modéliser le remblai permet une approche élasto-plastique avec des mécanismes plastiques. Ce modèle ainsi que les caractéristiques mécaniques du remblai utilisé lors de cette étude, dénommé *grave compactée* sont présentés en détail dans la thèse de Dreier [Dreier 2010]. Les éléments de structure sont modélisés par des éléments élastiques, avec une rigidité effective choisie pour représenter le comportement des éléments en béton armé fissurés. Une interface entre le sol et les éléments en béton est utilisée afin de modéliser l'adhérence et de permettre un déplacement relatif entre les éléments de rigidité très différente. Les interfaces choisies présentent un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Dans tous les cas, des interfaces rugueuses ont été admises avec un angle de frottement  $\delta_{interface} = 2/3 \varphi$ . Le système étudié est l'extrémité d'un pont semi-intégral sans joint de dilatation, munie d'une dalle de transition de géométrie traditionnellement utilisée en Suisse, c'est-à-dire :  $L_{DT} = 6$  m,  $h_{DT} = 0.3$  m,  $\alpha_{DT} = 10\%$  par rapport à la surface de roulement,  $e_{0,DT} = 0.1$  m et munie d'une connexion articulée, figure 16 (a). Un enrobé bitumineux de  $h_{enrobé} = 70$  mm a également été modélisé par des éléments élastiques. Le module élastique est très faible, le déplacement imposé  $u_{imp}$  étant très lent [Dumont et al. 2003].

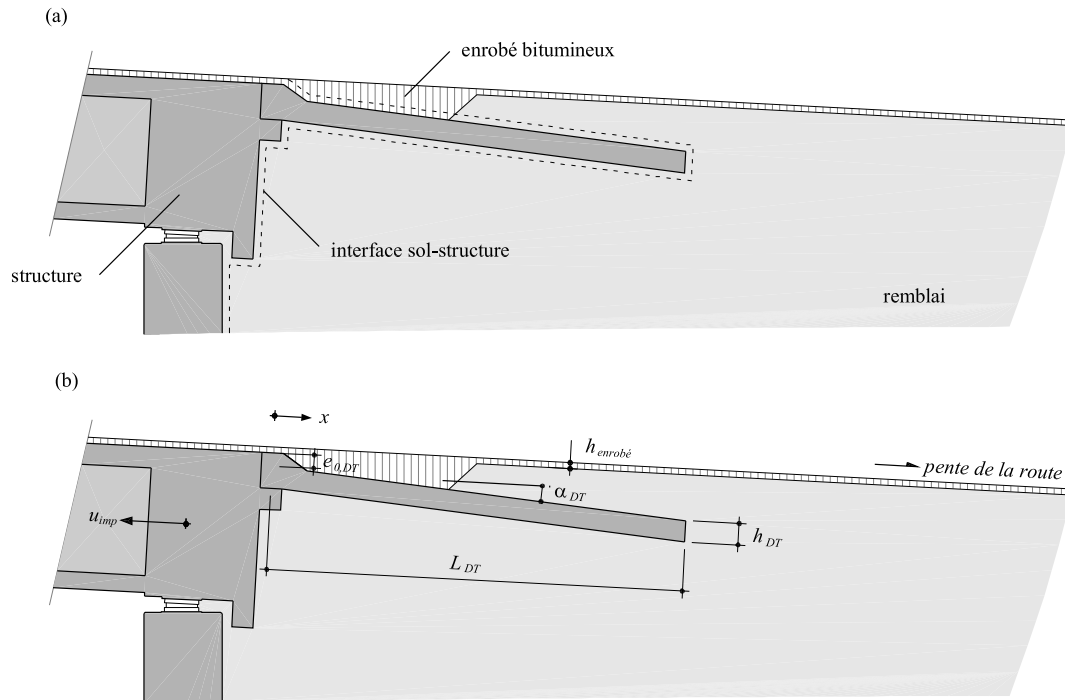


Figure 25: Modèle par éléments finis utilisé pour étudier le tassement de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition ; (a) matériaux considérés ; (b) paramètres géométriques considérés

Les murs d'aile de la culée, non liés au tablier et à la dalle de transition, sont considérés comme suffisamment rigides pour admettre un état plan de déformation du remblai et permettre par conséquent une analyse 2D en déformation plane. De plus, comme la largeur de la dalle de transition  $B_{DT}$  est relativement importante ( $> 9$  m pour les ponts autoroutiers unidirectionnel suisses), les effets de bord seraient de toute manière faibles si une modélisation 3D avait été effectuée. Lors du déplacement imposé du tablier du

pont, aucune surcharge n'a été appliquée sur le tablier du pont, par conséquent, aucune rotation de la culée n'a été considérée. Toutefois, cette influence aurait été très faible, le déplacement imposé au niveau de la dalle de transition étant  $u_{imp,DT} = u_{imp} + z_{culée} \theta_{culée}$  avec  $z_{culée} \theta_{culée}$  négligeable par rapport à  $u_{imp}$ , figure 3.

### 4.3.2 Critère pour l'état limite de service

Lors de l'étude du tassement de la surface de roulement au droit de la dalle de transition, les normes concernant le contrôle et les exigences de la planéité pour l'état limite de service [SN 1977 et SN 2003] ont été utilisées. En effet, pour évaluer l'effet d'un défaut local, le tassement  $w_{surface}$  n'est pas suffisant, un rapport entre la dimension longitudinale du défaut et son amplitude verticale étant plus significatif. C'est pourquoi, la norme SN 640 520a [SN 1977] propose d'évaluer la planéité de la surface de roulement par un critère déterminant le changement de pente entre deux droites de 1 m de longueur dans la zone de tassement, voir équation 4.9 et figure 4.26. La limite admissible de ce changement de pente  $\chi_{adm}$  est fixée par la norme SN 640 521c [SN 2003]. Pendant la durée de vie de l'infrastructure routière,  $\chi_{adm}$  ne doit pas dépasser 28‰ sur le réseau des routes nationales et 20‰ sur le réseau autoroutier. Dans la suite de ce document,  $\chi_{adm}$  a toujours été admis à 20‰.

$$\begin{aligned} \chi(x) &= \frac{w_{surface}(x) - w_{surface}(x-1m)}{1m} - \frac{w_{surface}(x+1m) - w_{surface}(x)}{1m} \\ &= \frac{2w_{surface}(x) - w_{surface}(x+1m) - w_{surface}(x-1m)}{1m} \leq \chi_{adm} \end{aligned} \quad (9)$$

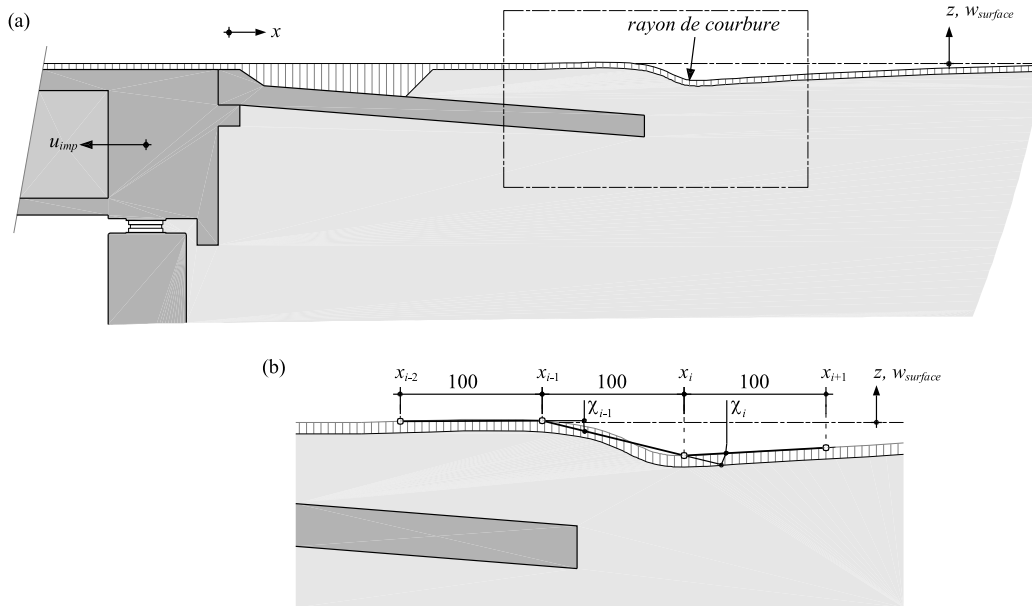


Figure 26: Défaut de planéité de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition ; (a) Région où le critère de changement de pente doit être vérifié; (b) Détermination du changement de pente  $\chi$  selon l'équation 9 [adapté de SN 1977], [cm]



### 4.3.3 Résultats de la modélisation numérique

#### Déplacement imposé $u_{imp}$ dans la direction active

Dans ce paragraphe, les résultats principaux obtenus par éléments finis pour un déplacement imposé  $u_{imp}$  dans la direction active sont présentés. La figure 27 (a) montre la déformation du maillage, avec un facteur d'amplification 5, pour un déplacement imposé  $u_{imp} = 50$  mm qui simule le déplacement imposé à une dalle de transition connectée longitudinalement à un tablier de pont semi-intégral dont la déformation imposée totale est de  $\varepsilon_{imp} = -0.8$  mm/m et la distance au point fixe  $L_{pf} \approx 60$  m. On peut constater, au droit de l'extrémité de la dalle de transition, un tassement vertical de la surface de roulement. La figure 27 (b) présente un agrandissement dans cette région et met en évidence la cassure/glisement qui se forme dans le remblai. En effet, lors d'un déplacement imposé dans la direction active, des déformations du remblai se créent à l'extrémité de la dalle de transition. Ces déformations très importantes proviennent du décompactage du remblai dans cette zone qui n'est plus confiné par l'extrémité de la dalle de transition.

La figure 28 (a) montre la composante horizontale  $u$  du déplacement alors que la figure 28 (b) montre la composante verticale  $w$ . Il est intéressant de noter que le remblai situé en dessus de la dalle de transition est entraîné avec celle-ci alors que le remblai situé derrière a tendance à rester dans sa position initiale. Ce phénomène tend à concentrer toutes les déformations longitudinales dans une zone restreinte située au droit de l'extrémité de la dalle de transition et ainsi à produire le tassement localisé discuté précédemment et bien visible sur la figure 28 (b).

Ces constatations sont confirmées par les déformations horizontales  $\varepsilon_x$  et verticales  $\varepsilon_z$  visibles sur la figure 29 (a et b). Sur la figure 29 (a), on note la cassure, avec des déformations horizontales de traction très importantes au droit de l'extrémité de la dalle de transition. Sur la figure 29 (b), on note les deux zones comprimées verticalement, situées au dessus de l'extrémité de la dalle de transition qui indiquent le comblement du vide créé par le déplacement imposé. L'angle de glissement du coin actif qui comble le vide est, dans cet exemple, d'environ  $55^\circ$ . Cet angle s'approche de l'angle actif de Rankine qui est de  $\alpha_a = 45^\circ + \varphi/2 = 63.5^\circ$ .

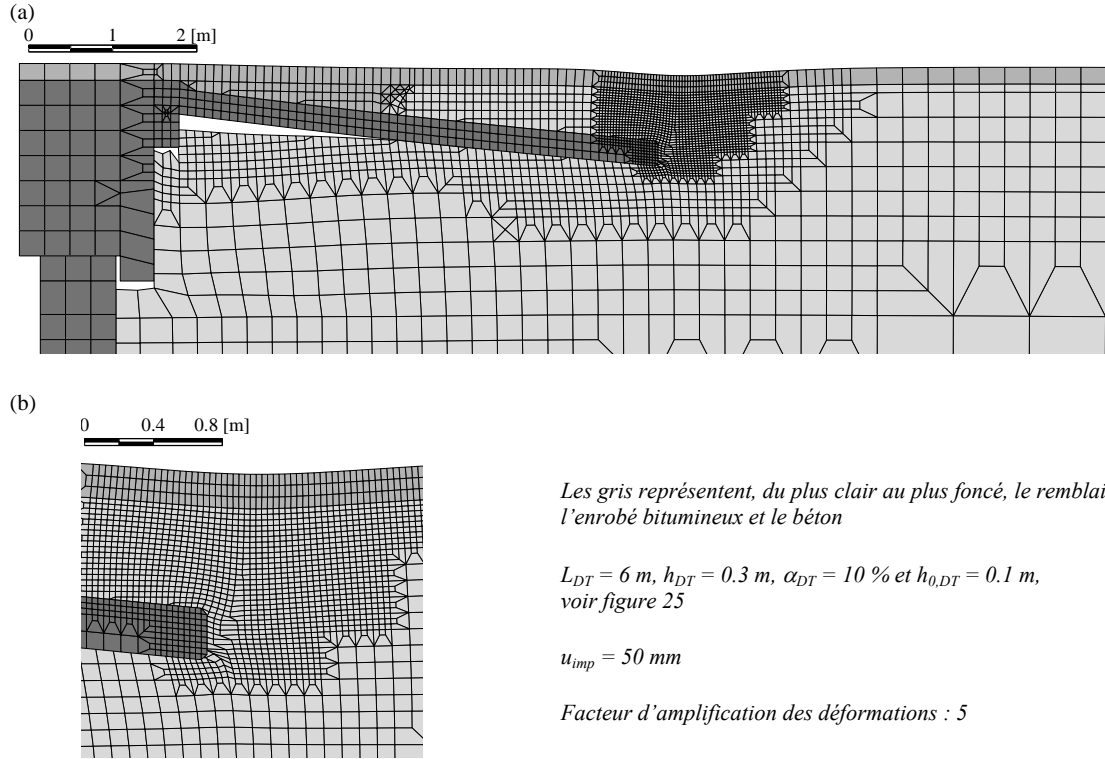


Figure 27: Déformation du maillage ; (a) plan large ; (b) agrandissement au niveau de l'extrémité de la dalle de transition

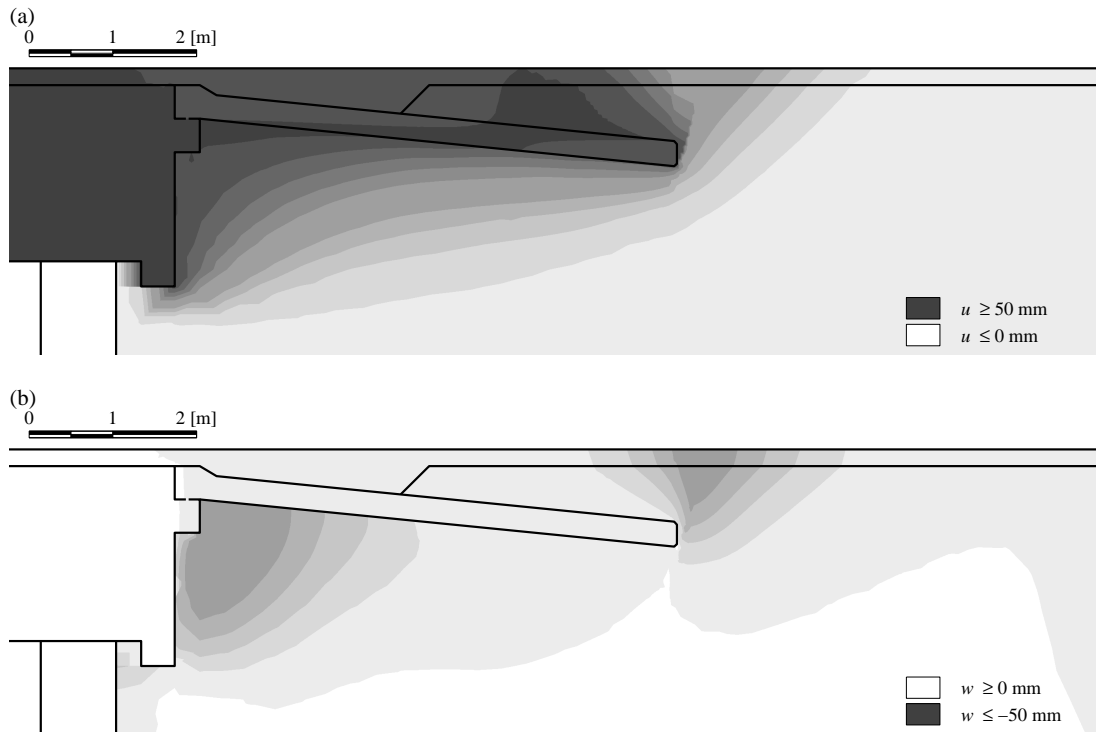


Figure 28: Composantes du déplacement pour  $u_{imp} = 50 \text{ mm}$  ; (a) déplacement horizontal  $u$  ; (b) déplacement vertical  $w$

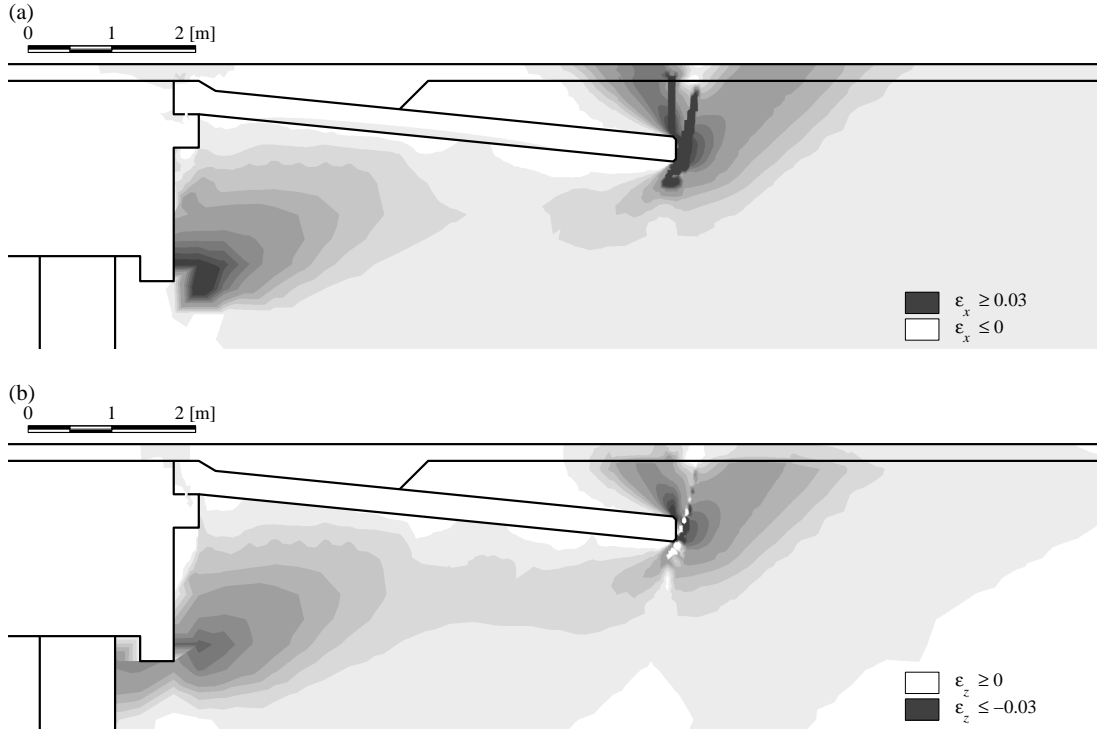


Figure 29: Composantes de la déformation pour  $u_{imp} = 50 \text{ mm}$  ; (a) déformation horizontale  $\varepsilon_x$  ; (b) déformation verticale  $\varepsilon_z$

Comme pour le tassement de la surface à proximité de la culée traité dans le §4.2, la forme du tassement local de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition peut être expliquée qualitativement par la théorie de la plasticité. En effet, comme le montre la figure 30, le déplacement de la dalle de transition dans la direction active conduit à une rupture active du remblai des deux côtés de l'extrémité de la dalle de transition. Par conséquent, une évaluation de la longueur du tassement local  $L_{\text{tassement,extr.,DT}}$  est donnée par  $(2 h_{\text{extr.,DT}} + h_{DT}) / \tan(\alpha_{R,a})$  avec  $\alpha_{R,a} = 45^\circ + \varphi / 2$  en considérant deux ruptures actives selon la théorie de Rankine [Rankine 1857]. Toutefois, cette évaluation reste grossière, la rigidité du remblai situé au abord de la zone plastique n'étant pas parfaitement rigide et le frottement entre la surface supérieure de la dalle de transition et le remblai ne pouvant être négligé.

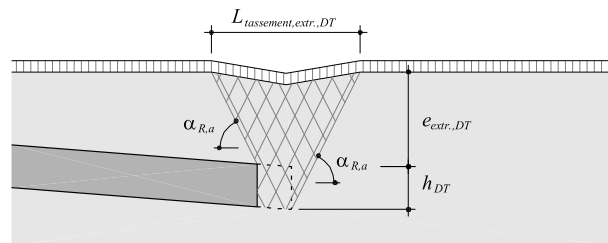


Figure 30: Evaluation qualitative du tassement à l'extrémité de la dalle de transition à l'aide de la théorie de la plasticité

La figure 31 (a) montre l'évolution du tassement de la surface de roulement en fonction de  $u_{imp}$ . On peut constater qu'en plus d'un tassement généralisé, consécutif à une légère rotation de la dalle de transition, un tassement local se concentre au droit de l'extrémité de la dalle de transition, c'est-à-dire à  $x / L_{DT} = 1$ . Les limites de ce tassement local restent approximativement constantes lors de l'augmentation du déplacement imposé

$u_{imp}$ . Dans cet exemple, le tassement local s'étend approximativement entre  $x / L_{DT} = 0.8$  et  $x / L_{DT} = 1.3$ . Ce constat est encore plus marqué pour le changement de pente  $\chi$ , voir figure 31 (b).

La figure 32 présente la détermination du déplacement imposé maximal  $u_{imp,adm}$  qui satisfait la valeur admissible du changement de pente  $\chi_{adm}$ . Pour construire ce graphique, il suffit de représenter les courbes représentative du changement de pente positif maximal  $\chi_{positif}$  et négatif minimal  $\chi_{negatif}$  en fonction du déplacement imposé par le tablier du pont  $u_{imp}$ . Pour la valeur admissible donnée du changement de pente  $\chi_{adm}$ , il ne reste plus qu'à évaluer pour quel déplacement imposé la valeur positive ou négative du changement de pente atteint la valeur limite. De cette manière, une valeur « admissible » du déplacement imposé  $u_{imp,adm}$  peut être déterminée. Dans cet exemple : 42 mm ce qui représente pour une déformation imposée  $\varepsilon_{imp} = -0.8$  mm/m une distance culée-point fixe  $L_{pf}$  de 53 m. Une étude paramétrique sur les effets de la variation la géométries traditionnellement utilisée en Suisse est présentée au §5.2.2.

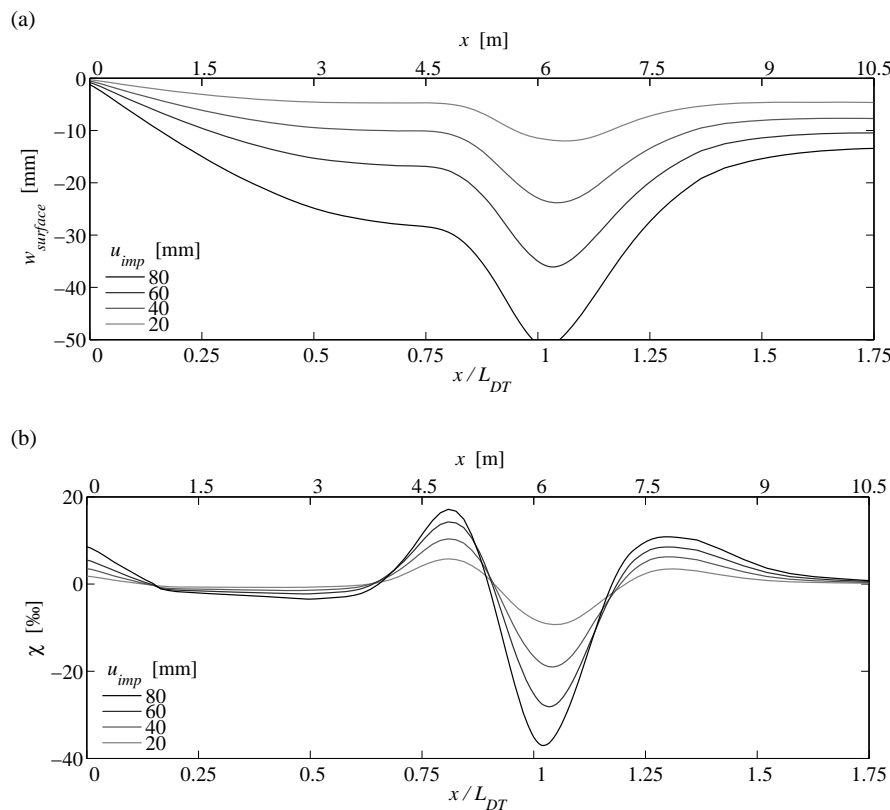


Figure 31: Tassement de la surface de roulement ; (a) évolution de la déformation verticale  $w_{surface}$  de la surface de roulement en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$  ; (b) évolution du changement de pente  $\chi$  définie par l'équation 9 en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$

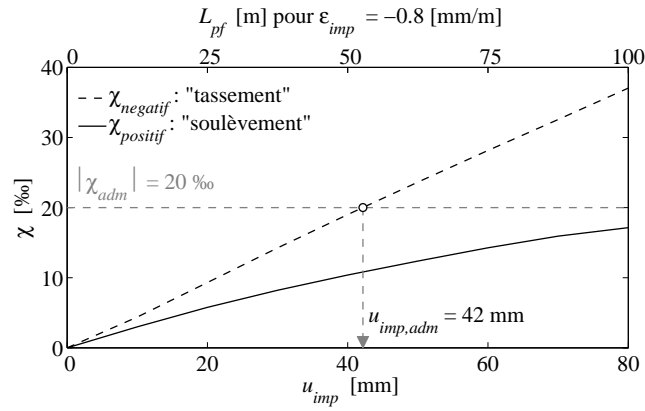


Figure 32: Détermination de la valeur du déplacement imposé maximal  $u_{imp,adm}$  respectant la valeur admissible du changement de pente fixée par la norme SN 640 521c [SN 2003]

En plus du problème de tassement local de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition, l'enrobé bitumineux peut être fortement déformé. La déformation de la fibre supérieure de l'enrobé  $\epsilon_{enrobé}$  est l'addition de la déformation longitudinale de traction, provenant de la déformation longitudinale de l'enrobé, figure 29 (a) et de la déformation provenant du défaut de planéité de l'enrobé, figure 31(a). L'évolution de la déformation longitudinale de la fibre supérieure de l'enrobé  $\epsilon_{enrobé}$  en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$  est présentée aux figures 33 et 34.

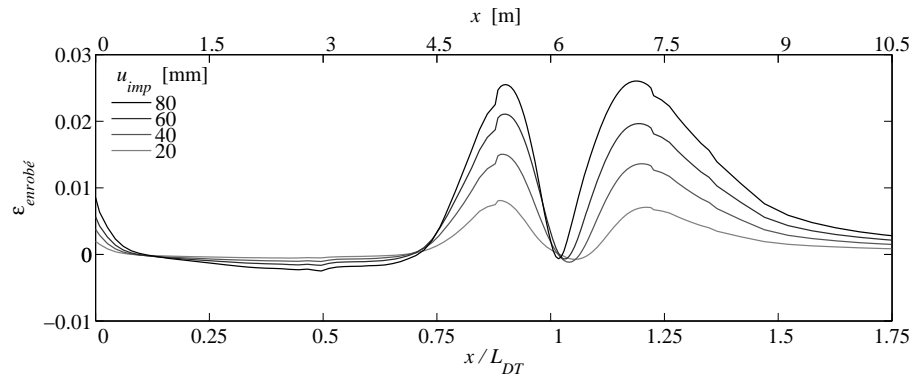


Figure 33: Evolution de la déformation horizontale de l'enrobé bitumineux  $\epsilon_{enrobé}$  en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$

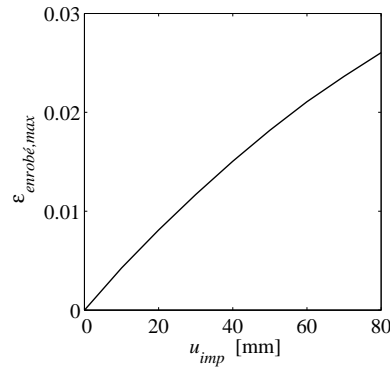


Figure 34: Evolution de la déformation maximale horizontale de l'enrobé bitumineux  $\epsilon_{\text{enrobé,max}}$  en fonction du déplacement imposé  $u_{\text{imp}}$

Lors de l'évaluation du risque de fissuration de l'enrobé au droit de l'extrémité de la dalle de transition, il est nécessaire de déterminer la contrainte maximale de traction dans l'enrobé bitumineux  $\sigma_{\text{enrobé,max}}$ . Cette détermination n'est toutefois pas aisée. En effet, l'enrobé bitumineux est un matériau visco-plastique dont les caractéristiques évoluent avec la vitesse du chargement ainsi qu'avec la température ambiante [Dumont et al. 2003]. Dans le cas de déformations imposées à l'enrobé par le déplacement imposé  $u_{\text{imp}}$ , la vitesse de chargement est extrêmement faible et par conséquent, l'enrobé peut être considéré comme parfaitement plastique jusqu'à une température faible voire négative. Toutefois, à basse température, les propriétés de l'enrobé changent et il devient nécessaire de le considérer comme élastique. Ses propriétés élastiques peuvent être déterminées expérimentalement par un essai de retrait thermique empêché [Pucci 2001]. De cette manière, la température représentant le début du comportement élastique  $T_{\text{enrobé,ela}}$  ainsi que le module d'élasticité  $E_{\text{enrobé}}$  peuvent être déterminés. Par la suite, il ne reste qu'à vérifier que la contrainte maximale dans l'enrobé  $\sigma_{\text{enrobé,max}}$  soit inférieure à sa valeur de rupture  $\sigma_{R,\text{enrobé}}$ . En analysant l'équation 10, on constate que la fissuration de l'enrobé est surtout sensible aux températures négatives extrêmes et par conséquent aux déplacements imposés à court terme, soit aux variations de température saisonnières hivernales extrêmes ainsi qu'à la composante journalière. Par contre, le fluage et le retrait ont relativement peu d'influence, seule la valeur de déformation se produisant pendant la durée temporelle entre  $T_{\text{enrobé,ela}}$  et la température minimale considérée  $T_{\text{min}}$  devant être considérées. Cette vérification, qui ne dépendant quasiment pas du retrait et du fluage, doit également être effectuée suite à la réparation de surfaces de roulement après plusieurs dizaines d'années d'exploitation du pont. En effet, le déplacement imposé par la variation de température  $\Delta T_{\text{uniforme}}$  entre la pose de l'enrobés bitumineux et la température maximale hivernal est identique à celui d'un nouvel ouvrage.

Comme mentionné précédemment, aucune étude expérimentale n'a jamais été effectuée sur ce problème. Par conséquent, les résultats tirés de la présente étude doivent être considéré avec prudence et esprit critique. En effet, les modèles numériques, même effectués le plus consciencieusement possible, ne représentent que ce pourquoi ils ont été conçus. De ce fait, une validation expérimentale ou in situ est encore nécessaire.

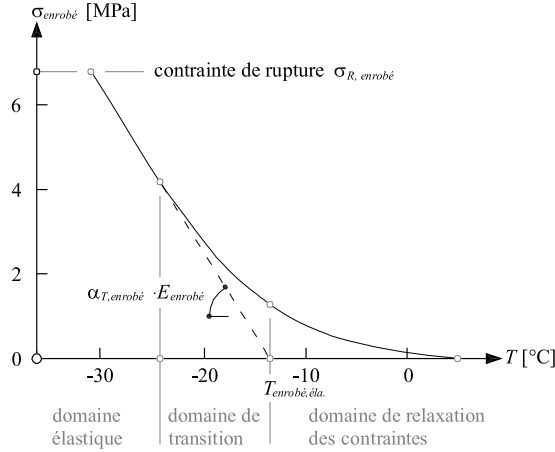


Figure 35: Résultat type d'un essai de retrait thermique empêché d'un enrobé bitumineux [adapté de Pucci 2001] ; typiquement  $\alpha_{T, \text{enrobé}} \approx 25 \cdot 10^{-6}$

$$\sigma_{\text{enrobé}} = \left( \Delta \varepsilon_{\text{enrobé}} \Big|_{T_{\text{enrobé, éla.}}}^{T_{\text{min}}} + \alpha_{T, \text{enrobé}} \Delta T \Big|_{T_{\text{enrobé, éla.}}}^{T_{\text{min}}} \right) E_{\text{enrobé}} \leq \sigma_{R, \text{enrobé}} \quad (10)$$

### Déplacement imposé $u_{\text{imp}}$ dans la direction passive

Dans ce paragraphe, les résultats principaux obtenus par éléments finis pour un déplacement imposé  $u_{\text{imp}}$  dans la direction passive sont présentés. La figure 36 présente la déformation du maillage au niveau de l'extrémité de la dalle de transition, avec un facteur d'amplification 5, pour un déplacement imposé dans la direction passive de  $u_{\text{imp}} = -20$  mm. Cette intensité correspond au déplacement imposé à une dalle de transition connectée longitudinalement à un tablier de pont semi-intégral dont la déformation imposée totale, qui se compose uniquement de la variation thermique, est de  $\varepsilon_{\text{imp}} = \varepsilon_{\Delta T} = -0.2$  mm/m et la distance au point fixe  $L_{pf} \approx 100$  m. On peut constater, au droit de l'extrémité de la dalle de transition, un léger soulèvement de la surface de roulement. En effet, la dalle de transition, lors d'un déplacement imposé dans la direction passive, s'enfonce dans le remblai jusqu'à la formation d'un mécanisme plastique qui pousse le remblai au dessus de la surface de roulement.

La figure 37 montre l'évolution du soulèvement de la surface de roulement et du changement de pente  $\chi$  en fonction de  $u_{\text{imp}}$ . Comme pour le tassement qui provient du déplacement dans la direction active, on peut constater qu'en plus d'un soulèvement généralisé, consécutif à une légère rotation de la dalle de transition, un soulèvement local se concentre au droit de l'extrémité de la dalle de transition. Une nouvelle fois, les limites de ce tassement local restent approximativement constantes lors de l'augmentation du déplacement imposé  $u_{\text{imp}}$ . Comme pour le tassement local, le soulèvement local s'étend approximativement de  $x / L_{DT} = 0.8$  à  $x / L_{DT} = 1.3$ .

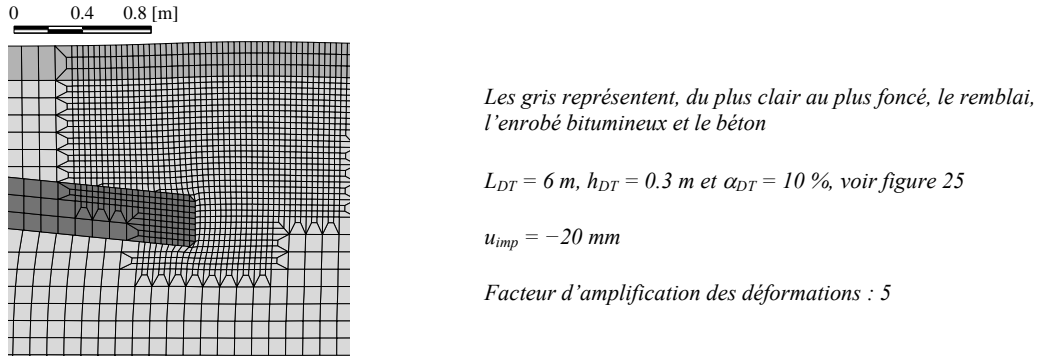


Figure 36: Déformation du maillage, agrandissement au niveau de l'extrémité de la dalle de transition

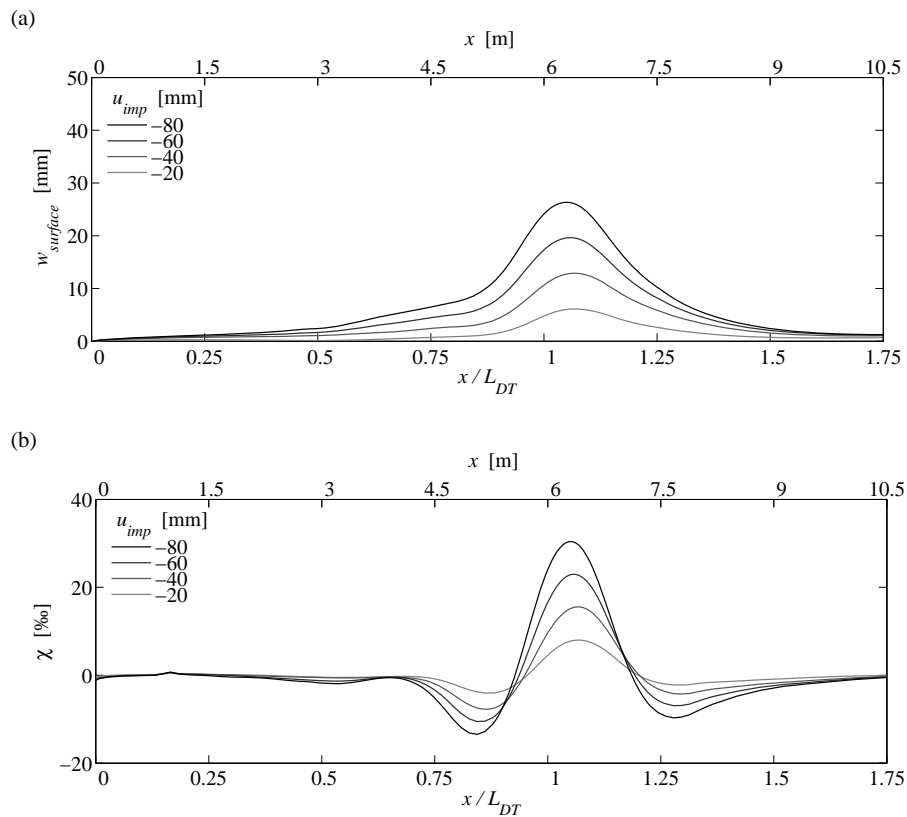


Figure 37: Tassement de la surface de roulement ; (a) évolution de la déformation verticale  $w_{surface}$  de la surface de roulement en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$  ; (b) évolution du changement de pente  $\chi$  définie par l'équation 9 en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$

La figure 38 présente la détermination du déplacement imposé maximal  $u_{imp,adm}$  qui satisfait la valeur admissible du changement de pente  $\chi_{adm}$ . La valeur « admissible » du déplacement imposé  $u_{imp,adm}$  correspond, pour cet exemple, à  $-52 \text{ mm}$  ce qui représente pour une déformation imposée  $\varepsilon_{imp} = -0.2 \text{ mm/m}$  une distance culée-point fixe  $L_{pf}$  de  $260 \text{ m}$ .



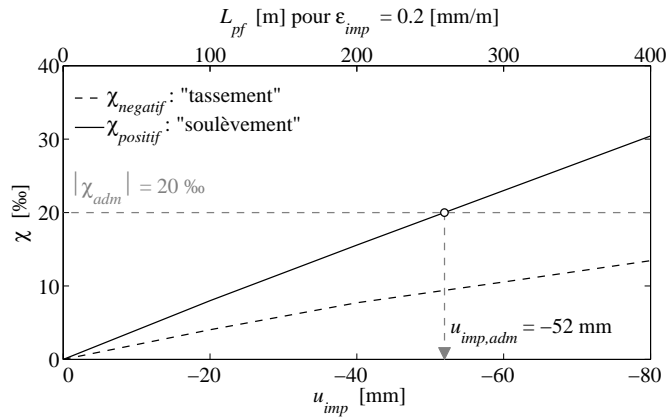


Figure 38: Détermination de la valeur du déplacement imposé maximal  $u_{imp,adm}$  respectant la valeur admissible du changement de pente fixée par la norme SN 640 521c [SN 2003]

Comme on peut le constater, les déplacements imposés  $u_{imp}$  dans la direction passive sont significativement moins problématiques que ceux dans la direction active. Deux effets s'additionnent : le premier est le mécanisme induit qui s'initie dans la direction passive pour une valeur absolue de  $u_{imp}$  plus grande. Ce phénomène est largement connu dans les problèmes relatifs au sol, le meilleur exemple étant l'initiation des mécanismes plastiques lors de la détermination de la poussée et butée des terres. De ce fait, la valeur de  $|u_{imp,adm}|$  passe de 42 mm à 52 mm entre le déplacement dans la direction active et passive. De plus, la valeur absolue de l'intensité de la déformation imposée  $|\varepsilon_{imp}|$  à considérer est significativement plus faible dans la direction passive que pour la direction active. En effet, comme préalablement mentionné dans le §2.4, seuls les effets des variations de température doivent être considérés pour l'évaluation de l'intensité du déplacement imposé dans la direction passive alors que le retrait et le fluage, pour les ponts en béton, doivent également être considéré dans la direction active. Par conséquent, dans la suite de ce rapport, seules les mesures concernant les déplacements imposés  $u_{imp}$  dans la direction active sont discutées.

#### 4.4 Détermination des efforts dans la dalle de transition

Lorsque le tablier se déplace dans la direction active et tire avec lui la tête du mur de culée, une rupture active se produit et provoque une déformation verticale importante du sol à proximité de la culée, figure 18 et §4.2. Cette rupture conduit à ce que la dalle de transition ne repose plus sur toute sa surface mais uniquement sur son extrémité  $L_{DT,extr.}$ , figure 39. Une étude particulière tenant compte de cette géométrie initiale doit par conséquent être effectuée lors de la détermination des efforts dans la dalle de transition.

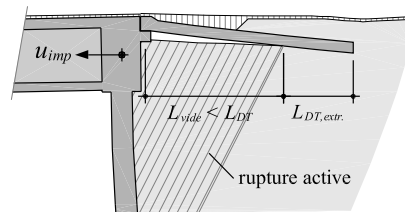


Figure 39: Géométrie initiale à considérer pour la détermination des efforts dans la dalle de transition

#### 4.4.1 Modèle numérique

La méthode des modules de réaction peut être utilisée pour évaluer les efforts dans la dalle de transition soumise à des charges routières. Cette méthode, dont le concept a été initialement développé en 1867 par Winkler [Winkler 1867], consiste à modéliser le sol par des ressorts, linéaires ou non. Comme le mentionne Plumey [Plumey 2007], cette méthode a pour principal avantage sa proximité du calcul traditionnel des structures. Cet avantage est toutefois obtenu au prix d'une simplification considérable du comportement du sol. En effet, chaque ressort constitue un appui unidirectionnel indépendant et par conséquent ne tient pas compte du caractère continu du sol.

Cette méthode a été choisie pour les avantages qu'elle apporte. En effet, elle permet de prendre en compte la cinématique, c'est-à-dire le déplacement vertical  $w$  de la dalle de transition, lors de la détermination de la contrainte verticale de réaction du remblai  $\sigma_v$  et de modéliser la dalle de transition en utilisant des éléments plaques 2D. L'utilisation d'éléments plaques permet d'évaluer les moments de flexion  $m_x$ ,  $m_y$  et  $m_{xy}$  et les efforts tranchants  $v_x$  et  $v_y$  dans la dalle de transition et ainsi de l'armer correctement. Par contre, l'effort normal  $n$  conséquent au déplacement imposé  $u_{imp}$  ne peut pas être évalué par ce modèle.

Les charges, les résistances des matériaux et leurs facteurs et coefficients, qui dépendent de l'état limite considéré, sont déterminés selon les normes SIA 260, 261 et 267 [SIA 2003, SIA 2003a et SIA 2003f]. Dans la figure 40,  $g$  [kN/m] est le poids propre de la dalle et du remblai situé au dessus du vide,  $q_{utile}$  [kN/m] est la valeur des charges utiles réparties selon le modèle de charge 1 pour le trafic routier,  $Q_T$  [kN] les charges ponctuelles d'essieu du chariot du modèle 1 pour le trafic routier.

Lors de l'application des charges sur la dalle de transition modélisée en 2D, on peut considérer la diffusion des charges ponctuelles du chariot du modèle 1 pour le trafic routier à travers l'enrobé bitumineux et le remblai, figure 40 (a et b). La pente de diffusion  $p$  à partir de la surface de référence  $0.4 \times 0.4$  m peut être admise égale à 2 : 1 pour l'enrobé et pour le remblai [SIA 1968]. Cette diffusion n'est généralement pas significative lors de l'évaluation de  $m_x$ ,  $m_y$  et  $m_{xy}$  pour le dimensionnement de l'armature flexionnelle mais peut être significative pour déterminer correctement  $v_x$  et  $v_y$  lors de la vérification de la résistance à l'effort tranchant selon la SIA262 [SIA 2003c].

Le comportement mécanique du remblai, modélisé par des ressorts, peut être approché par la courbe présentée à la figure 40 (c). Lorsque la dalle de transition tend à se soulever ( $w < 0$ ), une rigidité linéaire peut être admise jusqu'au soulèvement, équation 11. Lorsque la dalle de transition tend à s'appuyer sur le remblai ( $w > 0$ ), Duncan et Mokva [Duncan et Mokva 2001] proposent d'utiliser une courbe hyperbolique qui tend asymptotiquement vers un état parfaitement plastique, équation 12. Cette théorie est basée sur le modèle mécanique pour les sols granulaires développé dans les années 1970 par Duncan et Chang [Duncan et Chang 1970].

$$F_{v,ij} = k_{v,0,ij} w_{ij} \geq g_{ij} \Delta L_{DT,j} \Delta B_{DT,j} = F_{v,min} \quad (11)$$

$$F_{v,ij} = \frac{w_{ij}}{\frac{1}{k_{v,0,ij}} + \frac{w_{ij}}{F_{v,pl,ij}}} \quad (12)$$

Toutefois, les paramètres constitutifs des ressorts verticaux  $k_{v,0,ij}$  et  $F_{v,pl,ij}$  de l'équation 12 ne sont pas des paramètres intrinsèques du remblai et de ce fait leur estimation n'est pas évidente.

Le module de réaction du remblai  $k_{v,0,ij}$  est généralement évalué par des essais de charge sur plaque normalisée de Ø30 cm [SN 1998]. La recommandation espagnole pour les ponts intégraux [Dirección General de Carreteras 2000] propose dans le cas d'un mélange de grave et de sable grossier  $k_{v,0,ij} \approx 150 \div 200$  MPa/m et dans le cas d'une grave grossière compactée correctement par strates  $k_{v,0,ij} \approx 200 \div 400$  MPa/m. De son côté l'OFROU [OFROU 2010] requiert un module de compressibilité du remblai  $M_E$  supérieur à 80 MPa, ce qui représente un module de réaction du remblai  $k_{v,0,ij} \approx 270$  MPa/m.



contrainte verticale conduisant à la plastification  $\sigma_{v,pl}$  peut être simplement évaluée par l'équation suivante :

$$\sigma_{v,pl} = \frac{F_{fondation,pl}}{B_{fondation}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (16)$$

Le choix de rigidité flexionnelle et torsionnelle des éléments plaques modélisant le béton armé de la dalle de transition doit être effectué en considérant la dalle comme entièrement fissurée. En effet, les charges routières peuvent être appliquées sur l'entier de la dalle avec des positions extrêmement variables dans le temps. De ce fait, il serait très difficile d'estimer et de justifier l'ampleur des zones non fissurées de la dalle. La rigidité flexionnelle des dalles peut être estimée dans les deux directions principales d'armature par l'équation 17 et la rigidité torsionnelle par l'équation 18 proposée par Vaz Rodrigues [Vaz Rodrigues 2007].

$$E_{fissuré} = \frac{\rho d^3 E_s \left(1 - \frac{x_0}{d}\right) \left(1 - \frac{x_0}{3d}\right)}{h^3 / 12} \quad [\text{MPa}], \quad (17)$$

$$x_0 = d \rho n_0 \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\rho n_0}} - 1 \right) \quad [\text{m}] \quad \text{et} \quad n_0 = \frac{E_s}{E_{c,0}}$$

$$G_{fissuré} = \frac{1}{8} \frac{\sqrt{E_{fissuré,x}} \sqrt{E_{fissuré,y}}}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}] \quad (18)$$

Le logiciel Ansys [Ansys 2007] a été utilisé pour cette étude. Ce logiciel permet de modéliser la dalle de transition par des éléments de coque dont les caractéristiques mécaniques peuvent être entièrement définies et le remblai au moyen de ressorts non linéaires.

#### 4.4.2 Résultats de la modélisation numérique

Une étude paramétrique a permis d'obtenir les moments positifs de flexion longitudinale de dimensionnement  $m_{long,d}^+$  pour l'état limite ultime. Les figures 41 et 42 présentent les résultats obtenus pour une dalle de transition de géométrie traditionnellement utilisée en Suisse, c'est à dire  $L_{DT} = 6 \text{ m}$ ,  $B_{DT} = 9 \text{ m}$ ,  $h_{DT} = 0.3 \text{ m}$ ,  $\alpha_{DT} = 10 \%$ ,  $e_{0,DT} = 0.1 \text{ m}$  et munie d'une connexion articulée, figure 16 (a). La dalle de transition modélisée présente les paramètres mécaniques suivants : module d'élasticité  $E_{fissuré,d} = 6690 \text{ MPa}$  et par conséquent son module de cisaillement  $G_{fissuré,d} = 350 \text{ MPa}$ .  $E_{fissuré,d}$  et  $G_{fissuré,d}$  ont été choisis de manière à correspondre à la rigidité d'une dalle fissurée dont le taux d'armature longitudinal et transversal vaut  $\rho = 0.7 \%$ . Le remblai modélisé présente les caractéristiques principales du remblai dénommé préalablement grave compactée :  $\gamma_{remblai} = 19.4 \text{ kN/m}^3$ , l'angle de frottement  $\varphi_d = 32^\circ$  qui tient compte du coefficient de réduction  $\gamma_M = 1.2$  sur la  $\tan(\varphi)$  définie par la norme SIA267 [SIA 2003f], module initial  $k_{v,0,d} = 180 \text{ MPa/m}$  qui correspond au module de compressibilité du remblai  $M_E$  minimal défini par l'OFROU [OFROU 2010] divisé par le coefficient pour la rigidité du sol  $\gamma_E = 1.5$  donné dans la norme SIA 267. La contrainte verticale conduisant à la plastification  $\sigma_{v,pl,d} = 1010 \text{ kN/m}^2$  a été déterminée avec les paramètres mentionnés précédemment, introduits dans les équations 14 à 16. Les charges du modèle 1 pour le trafic routier ont été appliquées suivant l'exemple de la figure 40 (a). Cette disposition a été déterminée comme celle conduisant aux moments flexionnels longitudinaux  $m_{long} = m_x \pm |m_{xy}|$  les plus importants.

Plus particulièrement, la figure 41 présente les moments de flexions longitudinaux, respectivement transversaux, dans la dalle de transition pour le chariot positionné à  $x_{chariot} = 1.4 \text{ m}$  et un vide sous la dalle de transition de dimension  $L_{vide} = 2 \text{ m}$ . La position du chariot a été choisie arbitrairement. En effet, la position  $x_{chariot}$  conduisant aux moments longitudinaux maximaux n'est pas directement prévisible. Cette incertitude concernant la position déterminante du chariot implique sa variation lors de la modélisation. La figure 42 présente le moment longitudinal maximal  $m_{long,max}^+$  pour chaque position  $x_{chariot}$  calculé, c'est-à-dire  $x_{chariot}$  de  $-1.5$  à  $7.5 \text{ m}$ . Dans ce cas, la

position déterminante du chariot, représentée par une étoile sur la valeur maximale de  $m_{long,max}^+$ , est bien de 1.4 m et de ce fait, le champ de moments représenté à la figure 41 (a) est bien le champ déterminant pour le dimensionnement.

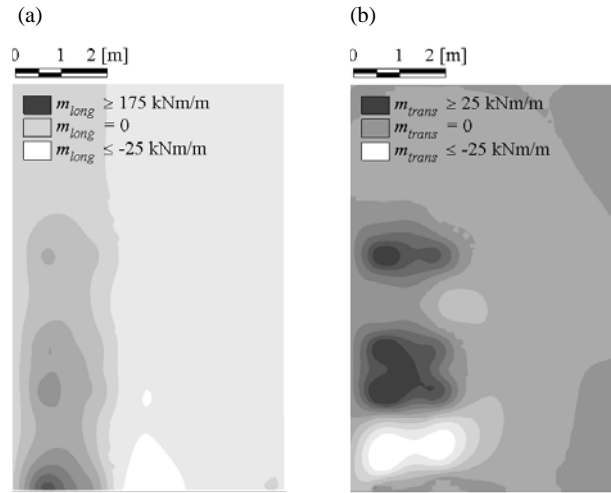


Figure 41: Moments de flexion dans la dalle de transition pour le chariot positionné à  $x_{chariot} = 1.4$  m et un vide sous la dalle de transition de dimension  $L_{vide} = 2$  m ;  
(a) moments longitudinaux  $m_{long} = m_x \pm |m_{xy}|$  ; (b) moments transversaux  $m_{trans} = m_y \pm |m_{xy}|$

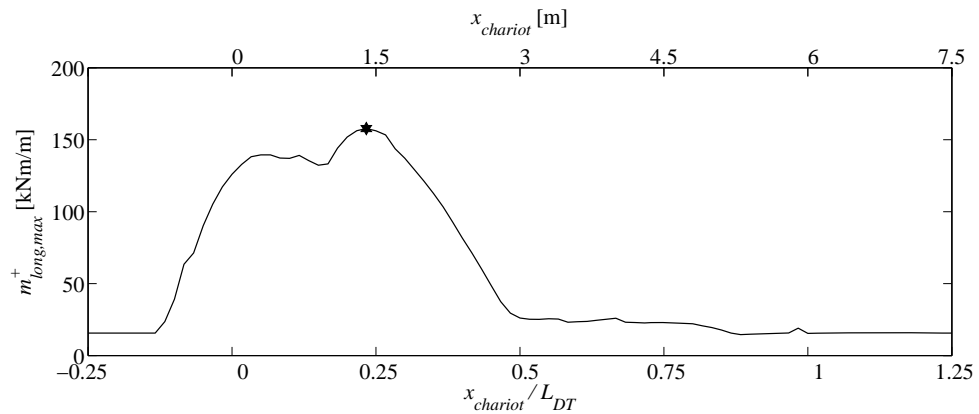


Figure 42: Moment de flexion longitudinal maximal  $m_{long,max}^+$  dans la dalle de transition en fonction de la position du chariot  $x_{chariot}$  pour un vide sous la dalle de transition de dimension  $L_{vide} = 2$  m

## 4.5 Rotation autour de la connexion entre la culée et la dalle de transition

Lorsque le tablier se déplace et entraîne avec lui la dalle de transition liée longitudinalement à la culée, une légère rotation entre la culée et la dalle de transition se produit. Cette rotation s'ajoute à une éventuelle rotation globale de la dalle de transition provenant d'un léger déplacement de la culée, voir figures 10 et 11.

#### 4.5.1 Critère pour l'état limite de service

La rotation totale entre la culée et la dalle de transition  $\Delta\alpha_{DT}$  est limitée par l'OFROU [OFROU 2010] pour éviter des changements/cassures trop brusques de la planéité de la surface de roulement à l'extrémité des ponts, figure 43. C'est pourquoi, au cours de la durée de vie de l'infrastructure routière, la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont  $\Delta\alpha_{DT}$  ne doit pas dépasser 8 ‰ sur les routes secondaires et 4 ‰ sur le réseau autoroutier et sur les routes nationales [OFROU 2010].

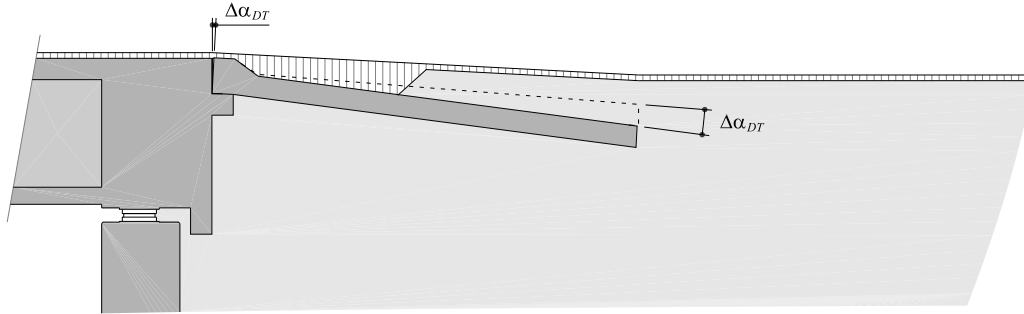


Figure 43: Définition de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont [adapté de OFROU 2010]

#### 4.5.2 Résultats de la modélisation numérique Déplacement imposé $u_{imp}$ à la dalle de transition

Les résultats de l'analyse par éléments finis du §4.3 montrent une augmentation de la rotation entre la culée et la dalle de transition  $\Delta\alpha_{DT}$  en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$ , figure 44. La rotation due au déplacement imposé  $u_{imp}$  de la dalle de transition est toutefois limitée, dans ce cas  $\approx 1$  ‰ pour  $u_{imp} = 50$  mm. Cette rotation ne représente qu'un quart de la valeur limite de 4 ‰ fixée pour le réseau autoroutier.

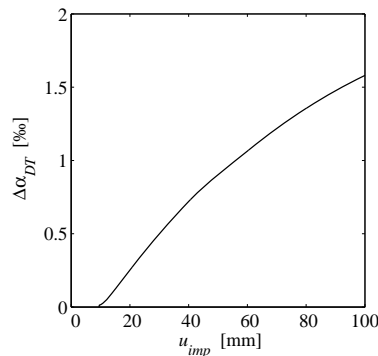


Figure 44: Evolution de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont  $\Delta\alpha_{DT}$  en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$

#### Passage du chariot normalisé sur la dalle de transition

La méthode des modules de réactions présentée au §4.4 permet également d'estimer l'ouverture de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont au niveau de la connexion entre la dalle de transition et la culée  $\Delta\alpha_{DT}$  lors du passage du chariot normalisé. Dans ce cas, les paramètres des matériaux définis dans le §4.4.2 sont considérés avec leurs valeurs caractéristiques et les charges sont pondérées par leurs coefficients de réduction  $\psi$  respectifs en accord avec la norme SIA260 [SIA 2003].

Les résultats de l'analyse montrent que la rotation entre la culée et la dalle de transition  $\Delta\alpha_{DT}$  peut être importante lors du passage du chariot normalisé, figure 45. Dans cet exemple, pour un vide sous la dalle de transition de dimension  $L_{vide} = 2$  m, lorsque le chariot est positionné à  $x_{chariot} = 1.1$  m,  $\Delta\alpha_{DT} = 4.3$  ‰. La rotation  $\Delta\alpha_{DT}$  évaluée lors de cette analyse ne sera effective que lors du passage du chariot normalisé représentant un camion surchargé. Une fois le chariot normalisé passé, la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont  $\Delta\alpha_{DT}$  se refermera en grande partie à cause de la décharge élastique du remblai. De ce fait, l'évaluation de  $\Delta\alpha_{DT}$  à travers cette analyse ne peut être utilisée que pour l'estimation du risque de fissuration de l'enrobé bitumineux situé au dessus de cette cassure et non pour l'évaluation de la rotation de la dalle de transition lors de la vérification de l'état limite de service, figure 43.

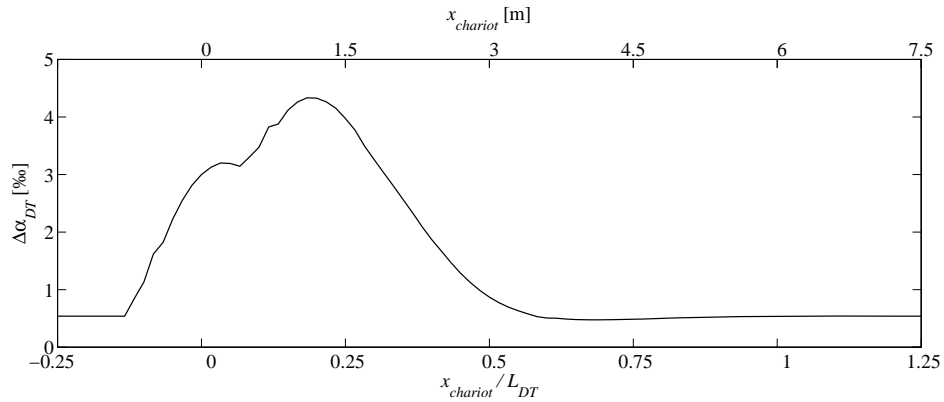


Figure 45: Cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont  $\Delta\alpha_{DT}$  en fonction de la position du chariot  $x_{chariot}$  pour un vide sous la dalle de transition de dimension  $L_{vide} = 2$  m

## 5. Adaptation des éléments de la culée pour les ponts intégraux

### 5.1 Mur de culée

Le dimensionnement du mur de culée des ponts intégraux doit tenir compte des actions provenant de la structure du pont et du remblai. Comme le montre la figure 46, le mur de culée est soumis à des déplacements imposés  $u_{imp}$  et à des charges du poids propre du tablier  $G_{tablier}$  et des charges utiles  $Q_{utile}$  ainsi qu'à la pression des terres  $\sigma_h$  du remblai situé à proximité du mur de culée. La difficulté principale de ce dimensionnement réside dans l'évaluation de ces différentes actions. La pression des terres  $\sigma_h$  dépend des déplacements  $u$  du mur de culée mais également de l'histoire de chargement du remblai qui est très difficilement estimable. Les efforts dans le mur de culée consécutifs à  $u_{imp}$  dépendent principalement de la rigidité transversale du mur de culée et donc de son taux de fissuration. Par conséquent, une forte interaction sol-structure existe, la rigidité du mur de culée dépendant des actions et donc de la pression des terres  $\sigma_h$  alors que la pression des terres  $\sigma_h$  résulte principalement de la déformation  $u$  du mur qui est elle-même fonction des déplacements  $u_{imp}$ .

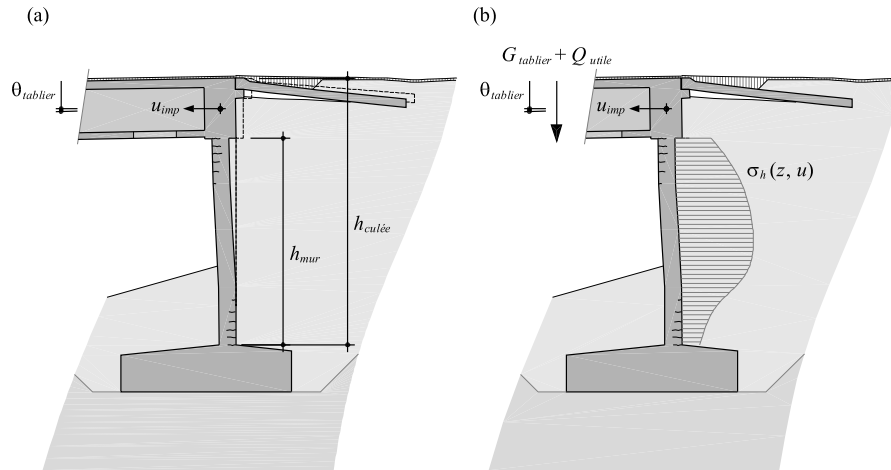


Figure 46: Détermination des actions sur le mur de culée intégrale en vue de son dimensionnement ; (a) état déformé ; (b) actions et déplacements imposés à considérer

#### 5.1.1 Détermination de la pression des terres $\sigma_h$ du remblai contre le mur de culée

Dans ce paragraphe, différentes méthodes qui permettent d'estimer la pression des terres  $\sigma_h$  contre le mur de culée intégrales et semi-intégrales sont présentées. La première méthode consiste à suivre l'approche normative anglaise basée sur des essais en laboratoire à petite échelle. Par la suite, la pertinence des méthodes numériques est discutée. Finalement, une méthode constructive utilisant des géosynthétiques pour améliorer le comportement du remblai est présentée. Cette méthode engendre toutefois des coûts de constructions importants et ne doit donc être utilisée que dans les cas extrêmes.

#### Norme anglaise BA 42/96

La norme anglaise BA 42/96 [BA 2003] propose une répartition de la pression des terres contre les culées intégrales et semi-intégrales basée sur les essais en laboratoire de



Springmann et al. [Ng et al. 1998], d'England et al. [England et al. 2000] et de Goh [Goh 2001]. Ces essais ont été présentés dans le § 4.1.

La figure 47 (a) indique comment déterminer la pression du sol contre l'extrémité du tablier dans le cas d'une culée semi-intégrale. Le coefficient de poussée des terres  $K_{BA,semi-integrale}$  est estimé par l'équation 19. On peut constater que la valeur de  $K_{BA,semi-integrale}$  peut être relativement proche de la valeur de coefficient de poussée passive  $K_p$ . En effet, le remblai situé à proximité immédiate de l'extrémité du tablier est recompacté par les variations thermiques saisonnières et journalières  $u_{imp,\Delta T}$  suite à la rupture active initiée par le déplacement dans la direction active consécutif au retrait  $u_{imp,c,sh}$  et au fluage  $u_{imp,cr}$  du tablier du pont. Suite à ce recompactage, le remblai peut être soumis à un déplacement imposé  $u_{imp} = \alpha_T (T_{max} - T_{min}) L_{pf}$  dans la direction passive qui va conduire à une augmentation de la pression et ceci jusqu'à une éventuelle plastification du remblai.

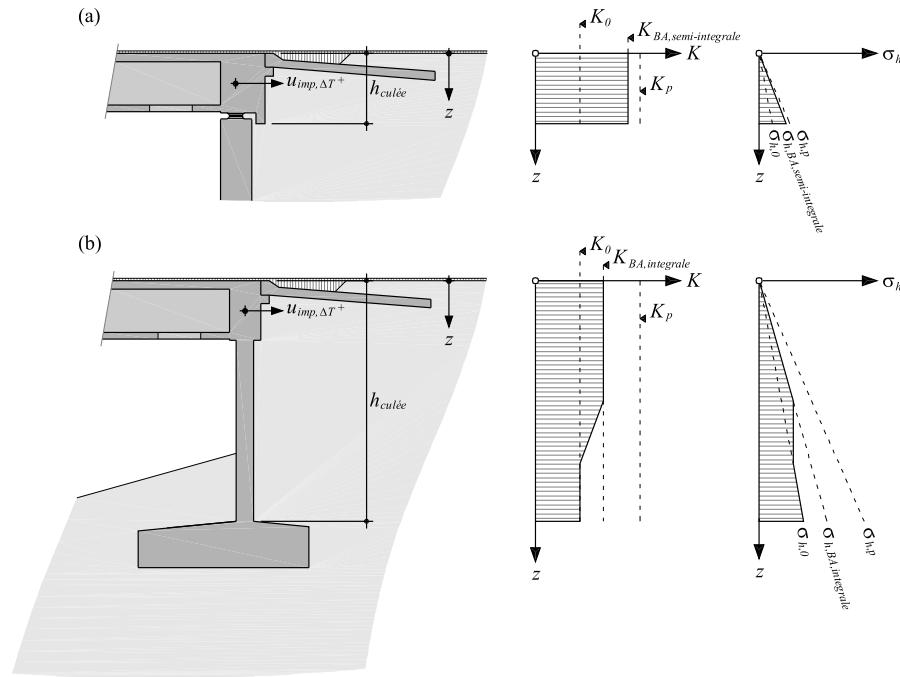


Figure 47: Détermination de la pression des terres contre le mur de culée selon la norme anglaise BA 42/96 [adapté de BA 2003] ; (a) culée semi-intégrale sans joint de dilatation ; (b) culée intégrale

La figure 47 (b) présente la détermination de la pression des terres  $\sigma_h$  contre le mur de culée dans le cas d'une culée intégrale reposant sur une fondation superficielle ou profonde. Il est admis que ces fondations ne permettent pas de rotation  $\theta$  au niveau du pied du mur de la culée. Le coefficient de poussée des terres  $K_{BA,integrale}$ , à considérer jusqu'à une profondeur  $z$  égale à  $h_{culée} / 2$ , est estimé par l'équation 20. En dessous de la profondeur  $z = h_{culée} / 2$ , le coefficient de poussée des terres est progressivement réduit jusqu'à ce que la pression exercée contre le mur de culée atteigne la pression des terres au repos. Comme dans le cas des culées semi-intégrales, la valeur de  $K_{BA,integrale}$  peut atteindre la valeur de  $K_p$  pour un déplacement thermique imposé  $u_{imp,\Delta T}$  relativement important. Ceci s'explique de la même manière que dans le cas de  $K_{BA,semi-integrale}$ . La pression est toutefois diminuée à partir de la mi-hauteur de la culée pour tenir compte d'un compactage partiel dans cette zone. De plus, cette réduction tient compte de la forme de la déformée du mur. En effet, en considérant le système statique, le déplacement longitudinal  $u$  du mur sous ce niveau est bien inférieur à celui en tête et ne conduit généralement pas à des pressions des terres  $\sigma_h$  importantes.

$$K_{BA, semi-integrale} = K_0 + \left( 40 \frac{u_{imp,ref}}{h_{culée}} \right)^{0.4} K_p \leq K_p \quad (19)$$

$$K_{BA, integrale} = K_0 + \left( 20 \frac{u_{imp,ref}}{h_{culée}} \right)^{0.4} K_p \leq K_p \quad (20)$$

avec  $k_0$  le coefficient de poussée des terres au repos,  $K_p$  le coefficient de poussée passive des terres,  $h_{culée}$  la hauteur du mur des culées intégrales respectivement la hauteur du tablier pour les culées semi-intégrales et  $u_{imp,ref}$  le déplacement imposé à considérer. La norme BA 42/96 [BA 2003] propose d'évaluer  $u_{imp,ref}$  en considérant la variation maximale de température  $\Delta T_{uniforme}$ , voir tableau 1, c'est-à-dire  $u_{imp,ref} = u_{imp,\Delta T}$ . Pour sa part, l'OFROU [OFROU 2010] propose pour évaluer  $u_{imp,ref}$  d'admettre la valeur maximale entre  $u_{imp,\Delta T}$  et une combinaison du déplacement imposé par les charges routières et le déplacement imposé par la variation maximale de température  $\Delta T_{uniforme}$  multiplié par le coefficient de réduction  $\psi_{fréquent}$ , c'est-à-dire  $u_{imp,ref} = \max(u_{imp,\Delta T}, u_{imp,Q} + \psi_{fréquent} u_{imp,\Delta T})$  avec  $\psi_{fréquent} = 0.6$  [SIA 2003].

Pour le cas du déplacement thermique imposé dans la direction active  $u_{imp,\Delta T}^-$ , rien de spécifique n'est mentionné. Au regard du très faible déplacement conduisant à une rupture active, il est proposé de considérer pour  $K_{semi-integrale}$ , de même que pour  $K_{integrale}$ , la valeur de  $K_a$  sur toute la hauteur de la culée  $h_{culée}$ .

## Approche par analyses numériques

La méthode des modules de réaction est la méthode numérique la plus utilisée lors de l'évaluation de la pression des terres contre le mur des culées intégrales, voir par exemple [Kerokoski 2006 et Civjan et al. 2007]. Bien que cette méthode soit largement utilisée, elle présente un défaut majeur. En effet, pour déterminer de manière réaliste la pression des terres contre les murs de culées intégrales, la connaissance de l'histoire de chargement du remblai est primordiale. Pour bien comprendre la difficulté de la détermination de la pression contre le mur de culée, les étapes à considérer sont indiquées. Initialement, lors de la mise en place du remblai, un premier état, caractérisé par un coefficient de poussée des terres au repos  $K_0$  peut généralement être admis, figure 48 (a). Par la suite, au début de la durée de service de l'ouvrage, comme préalablement présenté à la figure 6, le retrait et le fluage du béton tendent à raccourcir le tablier du pont. De ce fait, un déplacement est imposé à la tête du mur de la culée dans la direction active. Ce déplacement conduit à une rupture active dans le remblai, ce qui diminue le coefficient de poussée des terres jusqu'à sa valeur active  $K_a$ , figure 48 (b). Après une vingtaine d'années, l'effet du retrait et fluage se stabilise. A partir de ce moment, l'importance des déplacements thermiques cycliques entre réellement en jeu. En effet, comme présenté au §4.1, les déplacements thermiques cycliques du mur de culée ont pour conséquence de recompresser le remblai et ainsi d'accroître à nouveau le coefficient de poussée des terres jusqu'à une valeur  $K$  très difficilement estimable et variable sur la hauteur du mur, figure 48 (c). Ce "nouvel" état initial présente une déformation en tête du mur de culée  $u_{imp} = u_{imp,cr} + u_{imp,c,sh}$ . Par la suite, lors de l'évaluation de la pression des terres  $\sigma_h$ , seul le déplacement relatif du mur de culée dû aux déformations thermiques  $u_{imp,\Delta T}^-$ , respectivement  $u_{imp,\Delta T}^+$  doit être considéré à partir de ce "nouvel" état initial. En considérant la difficulté que l'on a à obtenir le coefficient de poussée des terres  $K$  relatif au "nouvel" état initial, il paraît encore plus hypothétique d'évaluer les rigidités des ressorts, qui ne sont pas des paramètres intrinsèques du sol, nécessaire à cette approche. Par conséquent, l'emploi de cette approche numérique est déconseillé.

La méthode des éléments finis, très en vue actuellement au regard de la variété des cas qu'elle peut résoudre, est également extrêmement difficilement utilisable lors de la détermination de la pression contre le mur des culées intégrales. En effet, bien que certains logiciels proposent des modèles mécaniques qui permettent de modéliser le comportement cyclique du sol, le choix de l'histoire de chargement ainsi que de son intensité reste extrêmement difficile et donc très hypothétique. De plus, ces logiciels sont actuellement principalement académiques et fastidieux à l'utilisation et demandent un

temps de calcul important. Par conséquent, comme dans le cas de la méthode des modules de réaction, l'emploi de cette approche numérique est également déconseillé.

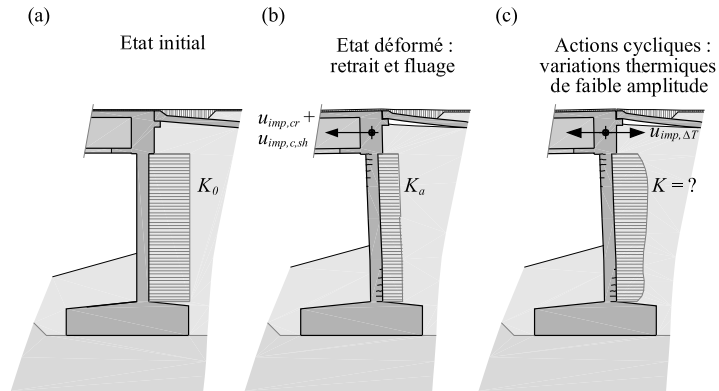


Figure 48: Coefficient de poussée des terres pour la détermination de la pression  $\sigma_h$  contre le mur de culée ; (a) état initial après la mise en place du remblai ; (b) état déformé présentant une rupture active suite au retrait et fluage du tablier du pont ; (c) état effectif après le recomptage du remblai par les actions thermiques de faible amplitude

### Utilisation d'éléments géosynthétiques pour l'amélioration du remblai

Pour diminuer la pression contre le mur de culée, Horvath [Horvath 2004] propose deux solutions constructives. La première solution consiste à armer le remblai à l'aide d'éléments géosynthétiques (géotextiles ou géogrilles) et d'inclure une géomousse compressible de polystyrène expansé entre le remblai et le mur de culée, figure 49 (a). Le renforcement permet de rendre le coin de remblai stable par rapport à une rupture active. Les plaques de géomousse permettent quant à elles de réduire la pression contre le mur lors des déplacements imposés  $u_{imp}$  du mur dans la direction passive. La deuxième solution consiste à remplacer le remblai par des blocs de géomousse et de disposer également les plaques compressibles entre le remblai et le mur de culée, figure 49 (b). Ces deux solutions ont été étudiées numériquement par Horvath [Horvath 2000 et Horvath 2004].

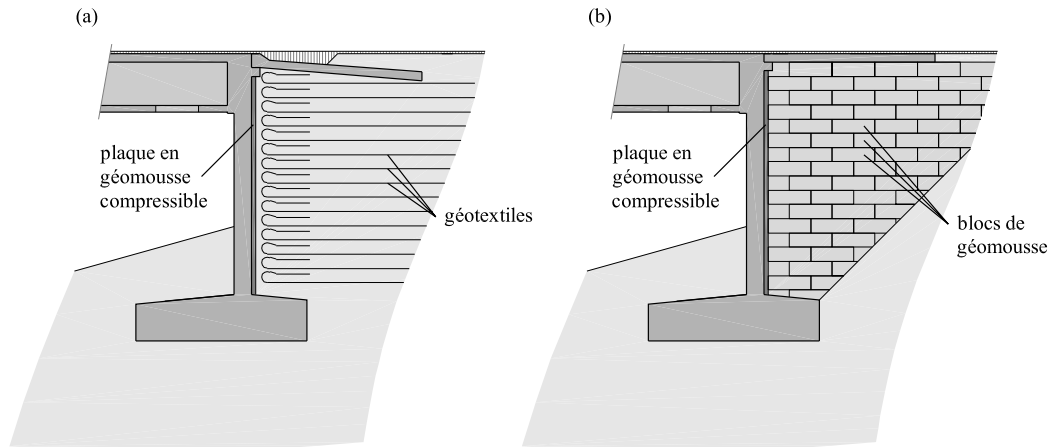


Figure 49: Amélioration du remblai à proximité du mur de culée à l'aide de géosynthétiques [adapté de Horvath 2004]

Pötl et Naumann [Pötl et Naumann 2005] ont également étudié la variante illustrée à la figure 49 (a). Une étude numérique ainsi que des essais en grandeur réelle ( $h_{culée} = 5$  m) ont été effectués. Les résultats obtenus montrent effectivement une réduction importante des contraintes  $\sigma_h$  contre le mur de culée lors de déplacement imposé  $u_{imp}$  dans la direction passive ainsi qu'une diminution du tassement du sol à proximité du mur de culée.

La solution décrite à la figure 49 (a) présente de grands avantages concernant la pression contre le mur de culée à considérer lors de déplacements imposés  $u_{imp}$  dans la direction passive ainsi qu'une nette diminution du tassement  $w_{surface}$  à proximité du mur de culée. Toutefois, cette solution demande une attention particulière lors de la mise en place du remblai, voire le recours à une entreprise spécialisée. De plus, le recours aux éléments géosynthétiques conduit à des coûts de constructions plus importants qu'une solution classique.

En outre, le comportement sur une durée de vie longue (120 ans classiquement pour les ponts) n'a pas encore été suffisamment évalué pour ce genre de matériaux. La rupture des géotextiles pouvant conduire à des pressions  $\sigma_h$  contre le mur de culée bien supérieures à celles attendues, le choix de la pression à considérer lors du dimensionnement est discutable. La solution de la figure 49 (b) présente les mêmes problèmes que la solution de la figure 49 (a). De plus, une grande incertitude se pose sur le comportement à long terme des blocs de géomousse soumis au passage des charges routières, un tassement non négligeable de la dalle de transition est de ce fait à attendre.

### 5.1.2 Dimensionnement statique des murs de culées intégrales

Comme présenté au §5.1.1, la pression des terres contre les murs de culées intégrales est difficilement estimable. De ce fait, lors de leur dimensionnement statique un certain esprit critique et le cas échéant une marge de sécurité devra être conservée.

Lors de l'évaluation de l'état limite ultime, deux combinaisons d'actions doivent être principalement vérifiées. Les deux sont à long terme mais pour des variations thermiques inversées. La première, dénommée *cas actif à long terme*, figure 50, présente le déplacement imposé  $u_{imp}$  maximal, le retrait, le fluage et le raccourcissement thermique imposent des déformations dans la même direction. Toutefois, le mur de culée s'est déplacé dans la direction active lors de sa dernière variation saisonnière. Par conséquent, les contraintes horizontales du remblai  $\sigma_h$  contre le mur seront relativement faibles. Au contraire, le *cas passif à long terme* ne présente pas le déplacement imposé  $u_{imp}$  maximal. En effet, l'allongement thermique est opposé au retrait et fluage du tablier du pont. Dans ce cas, le mur de culée, lors de sa dernière variation saisonnière, s'est déplacé dans la direction passive sur un remblai préalablement recomposé par ces mêmes variations. Par conséquent, les contraintes horizontales du remblai  $\sigma_h$  contre le mur seront importantes, pouvant à l'extrême atteindre la valeur passive de la poussée des terres. Pour cette combinaison, l'effort tranchant  $V$  en tête du mur peut être très important et devra être vérifié.

Lors de l'évaluation de l'état limite de service du mur, la fissuration du mur devra être vérifiée. Les deux combinaisons d'actions proposées pour la vérification de l'état limite ultime peuvent à nouveau être considérées

Pour les deux états limites, les actions, facteurs de charges et résistances seront considérées en accord avec les normes SIA260, 261, 262 et 267 [SIA 2003 ; SIA 2003a ; SIA 2003c et SIA 2003f].

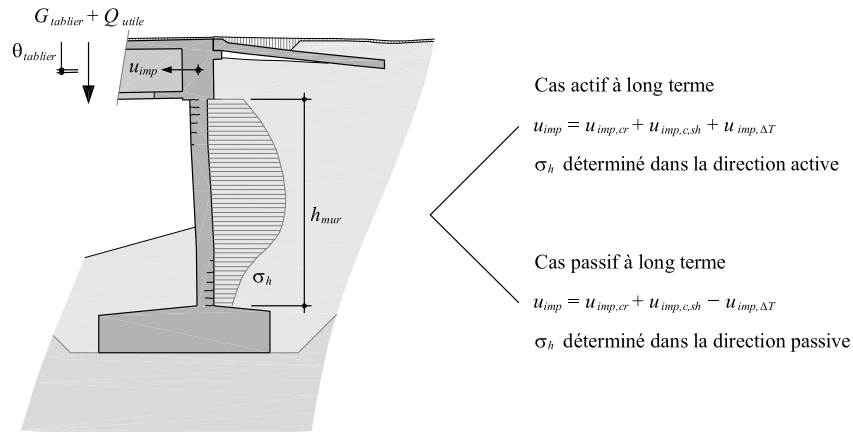


Figure 50: Cas à considérer lors du dimensionnement des murs de culées intégrales

Le choix de l'épaisseur du mur de culée n'est pas évident car son influence est contraire en ce qui concerne l'état limite de service et ultime. En effet, un mur épais augmente considérablement la rigidité transversale du mur ainsi que sa résistance mais se fissure plus pour un déplacement imposé  $u_{imp}$  de sa tête donné. Ce choix présente une analogie importante avec le choix de l'épaisseur des piles des ponts en cas de déplacements imposés.

## 5.2 Dimensionnement géométrique de la dalle de transition

### 5.2.1 Longueur de la dalle de transition pour passer le tassement de la surface derrière la culée

Comme mentionné au §4.2, un vide se forme derrière les murs de culées intégrales et semi-intégrales lorsqu'elles sont soumises à des déplacements imposés  $u_{imp}$ . Pour garantir un état de service satisfaisant de l'infrastructure routière, l'ajout d'une dalle de transition est nécessaire. En effet, une rupture active du remblai se produit pour un déplacement horizontal extrêmement faible du tablier ou du mur de culée dans la direction active. Si aucune dalle de transition n'est présente, voir figures 12 et 51 (a), cette rupture conduit à un tassement et par la suite à une cassure de la surface de roulement. Dans le cas d'un déplacement dans la direction passive, figure 51 (b), le risque de défaut est moindre. En effet, le déplacement qui conduit à une rupture passive du remblai est bien supérieur, de l'ordre d'un facteur dix, à celui qui conduit à une rupture active. De plus, le déplacement dans la direction passive ne comporte que la composante de l'extension thermique du tablier du pont  $u_{imp,\Delta T}$  alors que le déplacement dans la direction active inclut en plus le retrait et le fluage du tablier  $u_{imp,c,sh} + u_{imp,cr}$  pour les ponts en béton. Au vu des volumes de remblai affectés par les mécanismes de rupture, pour un  $|u_{imp}|$  donné, le soulèvement de la surface créée par une rupture passive est de moindre amplitude que le tassement de la surface produit par une rupture active, comme présenté au §4.3.3.

Dans ce travail, il est proposé de déterminer la longueur minimale de la dalle de transition  $L_{DT,min}$  en considérant l'amplitude longitudinale prévisible du tassement de la surface  $L_{vide}$ . De manière conservatrice, l'amplitude longitudinale du tassement  $L_{vide}$  peut être déterminée en considérant un mécanisme plastique de Rankine [Rankine 1857] pour la direction active. Par conséquent, si le mécanisme est actif sur une hauteur  $h_{meca,a}$  alors  $L_{vide}$  peut être évaluée en ne considérant que l'angle de frottement  $\varphi$  comme caractéristique mécanique du remblai par l'équation suivante :

$$L_{vide} = h_{meca,a} / \tan(\alpha_{R,a}) \text{ avec } \alpha_{R,a} = 45^\circ + \varphi/2 \quad (21)$$

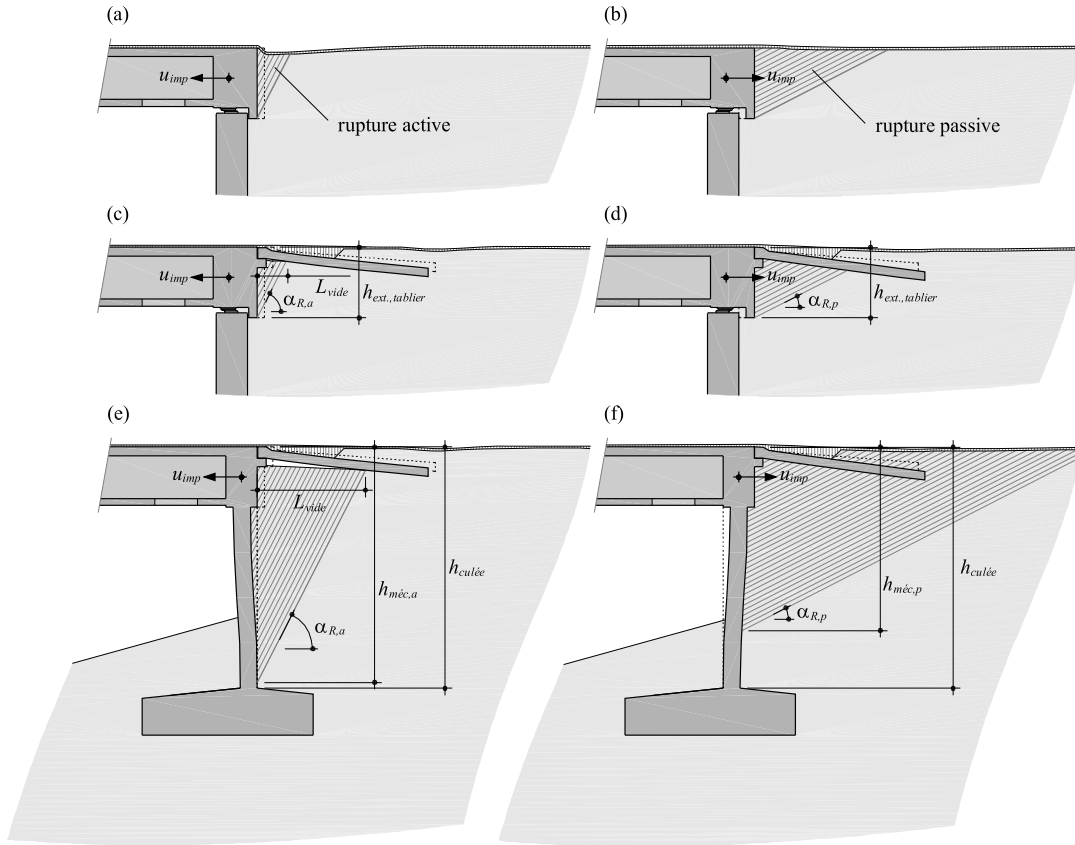


Figure 51: Mécanisme plastique de rupture du remblai lors d'un déplacement imposé  $u_{imp}$  dans la direction active (a, c et e) ou passive (b, d et f) ; (a et b) pont semi-intégral sans dalle de transition ; (c et d) pont semi-intégral avec dalle de transition ; (e et f) pont intégral avec dalle de transition

Comme préalablement mentionné, le mécanisme passif n'est normalement pas déterminant. Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'évaluer les dimensions du défaut consécutif à ce mécanisme. Dans le cas où un intérêt est quand même porté à ces dimensions, une approche à l'aide d'un mécanisme plus raffiné que celui proposé par Rankine est souhaitable. Le mécanisme développé par Caquot et Kerisel [Caquot et Kerisel 1973] peut par exemple être considéré.

Pour les culées semi-intégrales, figures 51 (c et d), la hauteur du mécanisme actif  $h_{méca,a}$  est égale à la hauteur de la partie mobile de la culée qui est généralement la hauteur de l'extrémité du tablier  $h_{ext,tablier}$ . Par conséquent,  $h_{méca,a} = h_{ext,tablier}$ .

Le cas des culées intégrales est légèrement plus délicat, figures 51 (e et f). En effet, selon la forme de la déformée du mur de culée, la hauteur du mécanisme  $h_{méca,a}$  peut varier. En effet, seule la hauteur du mur de culée se déplaçant suffisamment dans la direction active doit être considérée. Toutefois, comme le déplacement activant le mécanisme est très faible et puisque une grande prudence sur un éventuel tassement de la fondation de la culée doit toujours être considéré, il est conseillé d'admettre une hauteur de mécanisme actif  $h_{méca,a} = h_{culée}$ , la différence entre ces deux valeurs étant de toute manière faible.

Pour la fourchette typique de l'angle de frottement  $\varphi$  des remblais, c'est-à-dire 30 à 40°, l'amplitude du défaut  $L_{vide}$  varie entre approximativement 0.60 et 0.45  $h_{culée}$ . Cette fourchette de  $L_{vide} / h_{culée}$  est supérieure à la valeur mesurée par Goh [Goh 2001] mais parfaitement en accord avec les mesures à plus grande échelle de Cosgrove et Lehane [Cosgrove et Lehane 2003].

Une étude par éléments finis peut également être effectuée pour déterminer l'amplitude  $L_{vide}$ . Un modèle mécanique simple pour le remblai, de type élastique-plastique avec un critère de Mohr-Coulomb, peut être choisi, les mécanismes purement actifs étant bien représentés par ce type de modèle.

Il faut noter que l'évaluation de  $L_{vide}$  permet uniquement de déterminer la longueur minimale de la dalle de transition  $L_{DT,min}$ . En effet, le choix de la longueur de la dalle de transition ne repose pas uniquement sur ce critère mais également sur la portance et la rotation de la dalle de transition  $\Delta\alpha_{DT}$  lors du passage du convoi normalisé, voir §5.2.3, ainsi que sur la planéité de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition, voir §5.2.2, qui dépend également de  $L_{DT}$ . De plus, lorsque la dimension longitudinale de l'excavation reste raisonnable, moins de 7 à 8 m, la longueur de la dalle de transition  $L_{DT}$  est choisie de manière à ce que son extrémité repose sur le sol non excavé.

### 5.2.2 Géométrie de la dalle de transition pour satisfaire la planéité de la surface de roulement

Comme présenté au §4.3, le déplacement longitudinal de la dalle de transition conduit à une détérioration de la planéité de la surface de roulement qui est évaluée par le changement de pente  $\chi$  définie à l'équation 9. Dans le §4.3, la géométrie typiquement utilisée en Suisse ainsi que le remblai en grave compactée, présentés en détail dans [Dreier 2010] ont été utilisés pour la modélisation par éléments finis. Dans ce paragraphe, deux études paramétriques sont présentées. Ces études ont été effectuées avec le modèle numérique discuté au §4.3.1 qui a pour principal avantage de permettre la modélisation du remblai à l'aide d'une approche élasto-plastique avec des mécanismes plastiques et l'approche discutée au §4.3.3 pour un déplacement dans la direction active. La première étude paramétrique porte sur la variation des paramètres géométriques de la dalle de transition. La seconde porte sur l'effet de la variation des caractéristiques mécaniques et de compactage du remblai.

#### Etude paramétrique sur la géométrie

L'étude paramétrique présentée porte sur la variation des paramètres géométriques principaux de la dalle de transition. C'est-à-dire, sa pente  $\alpha_{DT}$  et sa longueur  $L_{DT}$ , figure 14. L'épaisseur de la dalle  $h_{DT}$  a été conservée constante à 0.3 m pour des raisons constructives de même que l'enfouissement initial de la dalle de transition  $e_{0,DT} = 0.1$  m. Pour ces mêmes raisons, un changement plus radical de la géométrie n'a pas été considéré. Dans cette étude, le remblai composé de grave compactée est conservé.

La figure 52 présente les résultats de l'étude paramétrique pour un déplacement imposé  $u_{imp} = 50$  mm. Ce déplacement représente  $u_{imp}$  d'une culée située à une soixantaine de mètres du point fixe, c'est-à-dire  $L_{pf} \approx 60$  m si la déformation imposée du tablier  $\varepsilon_{imp} = -0.8$  mm/m. Plus précisément, la figure 52 (a) montre l'influence bénéfique de l'augmentation de  $L_{DT}$  et de  $\alpha_{DT}$  sur l'intensité du changement de pente  $\chi$ . On constate que seules les dalles de transition dont le couple géométrique  $[L_{DT}; \alpha_{DT}]$  est le plus important satisfont la valeur admissible du changement de pente  $\chi_{adm}$  fixée à 20 ‰. Si en lieu et place de  $L_{DT}$  et  $\alpha_{DT}$ , les résultats sont présentés en fonction de l'enfouissement de l'extrémité de la dalle de transition  $e_{extr.,DT} = e_{0,DT} + \alpha_{DT} L_{DT}$ , figure 53, la diminution de l'intensité du changement de pente  $\chi$  en fonction de  $e_{extr.,DT}$  montre une tendance avec relativement peu de dispersion, figure 52 (b). De ce fait, le paramètre géométrique  $e_{extr.,DT}$  peut être utilisé comme paramètre unique permettant d'évaluer, pour le déplacement donné  $u_{imp} = 50$  mm, si l'état limite de service est encore satisfait. Dans cette analyse, l'état limite de service est satisfait lorsque  $e_{extr.,DT} \geq 0.9$  m.

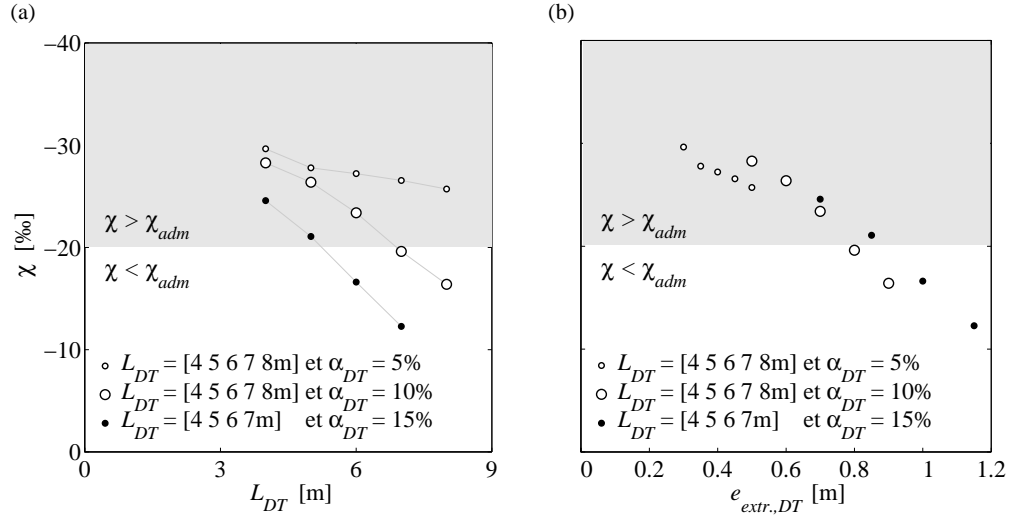


Figure 52: Influence de la géométrie de la dalle de transition sur la planéité de la surface de roulement pour un déplacement imposé  $u_{imp} = 50$  mm ; (a) changement de pente de la surface de roulement  $\chi$  en fonction de la longueur de la dalle de roulement  $L_{DT}$  ; (b) changement de pente de la surface de roulement  $\chi$  en fonction de l'enfouissement de l'extrémité de la dalle de transition  $e_{extr.,DT}$

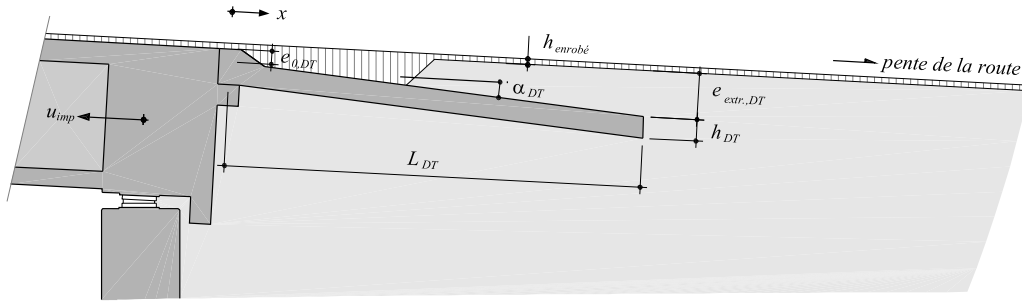


Figure 53: Paramètres géométriques considérés dans le modèle par éléments finis utilisé pour étudier le tassement de la surface de roulement au droit de l'extrémité de la dalle de transition

La figure 54 regroupe les résultats obtenus selon la démarche présentée à la figure 32 pour la détermination de  $u_{imp,adm}$  et selon le paramètre géométrique  $e_{extr.,DT}$  présenté à la figure 53 pour la valeur admissible du changement de pente sur le réseau des routes nationales et des autoroutes. Par conséquent, pour un déplacement imposé  $u_{imp}$  donné et selon la catégorie de la route, ces figures permettent de déterminer l'enfouissement nécessaire de l'extrémité de la dalle de transition  $e_{extr.,DT}$ . Par la suite, le concepteur peut choisir le couple géométrique  $[L_{DT}; \alpha_{DT}]$  satisfaisant  $e_{extr.,DT}$  souhaité en respectant toutefois la borne suivante  $5\% \leq \alpha_{DT} \leq 20\%$ . Par exemple, pour un déplacement imposé  $u_{imp} = 60$  mm sur le réseau autoroutier,  $e_{extr.,DT}$  nécessaire est d'environ 1.0 m et alors, par exemple,  $L_{DT} = 6$  m,  $\alpha_{DT} = 15\%$  et  $e_{0,DT} = 0.1$  m. Dans le cas où  $\varepsilon_{imp}$  est fixé, ici à  $-0.8$  mm/m, la longueur maximale entre le pont fixe et la culée  $L_{pf,adm}$ , pour une géométrie de dalle de transition donnée peut être directement déterminée selon l'équation 1. Par exemple, pour la géométrie traditionnellement en Suisse, c'est-à-dire  $L_{DT} = 6$  m,  $\alpha_{DT} = 10\%$  et  $e_{0,DT} = 0.1$  m, alors  $L_{pf,adm} = 50$  m sur le réseau autoroutier et  $L_{pf,adm} = 70$  m sur le réseau des routes nationales.



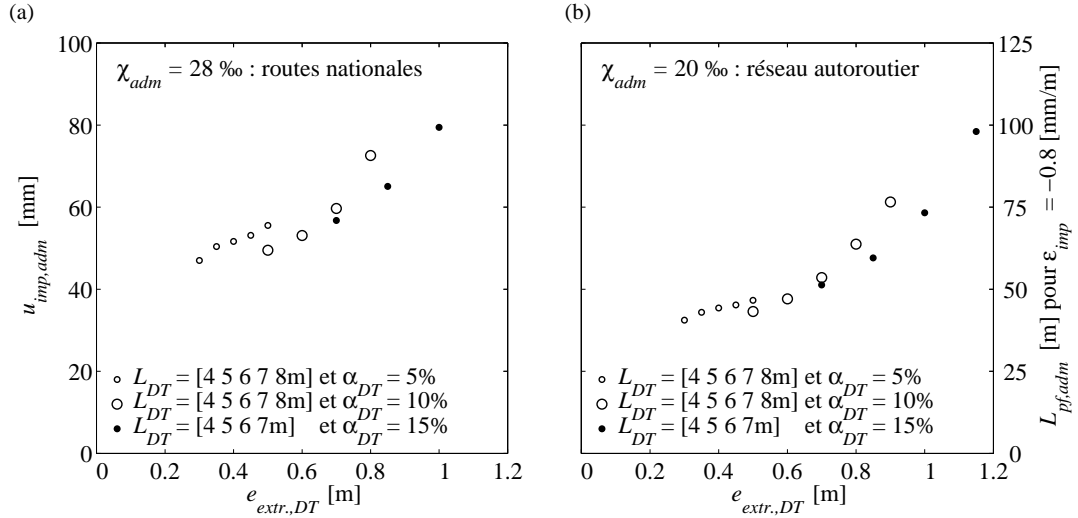


Figure 54: Déplacement imposé admissible  $u_{imp,adm}$  en fonction de l'enfouissement de l'extrémité de la dalle de transition  $e_{extr.,DT}$  ; (a) pour les routes nationales, valeur admissible du changement de pente  $\chi_{adm} = 28 \text{ ‰}$ ; (b) pour le réseau autoroutier, valeur admissible du changement de pente  $\chi_{adm} = 20 \text{ ‰}$

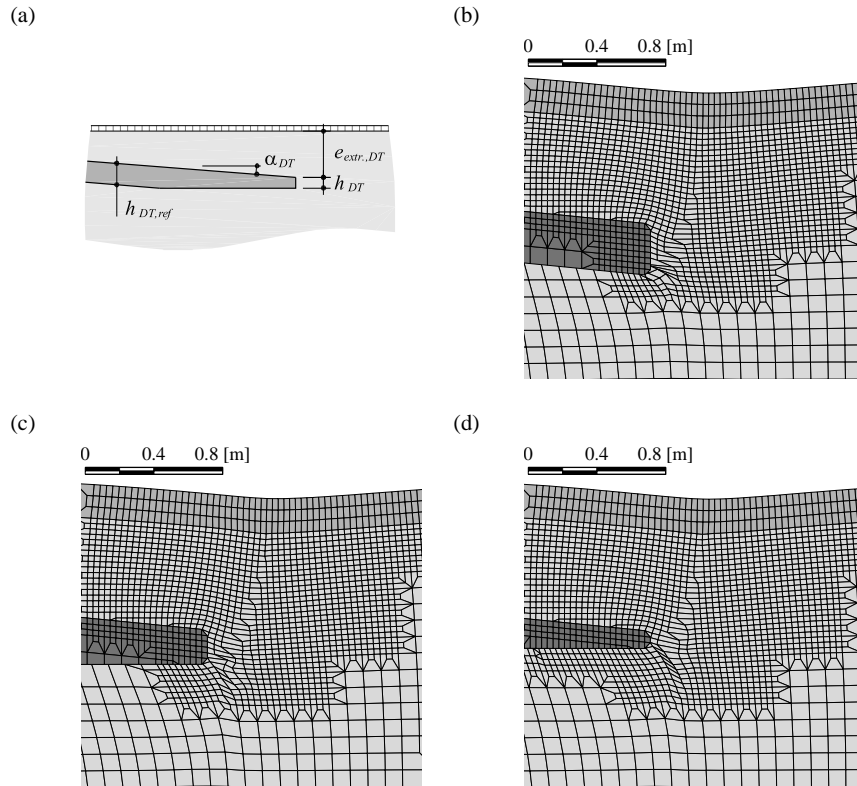


Figure 55: Géométrie affinée de l'extrémité de la dalle de transition et déformation correspondante du maillage pour  $u_{imp} = 50 \text{ mm}$ , agrandissement au niveau de l'extrémité de la dalle de transition ; (a) géométrie considérée ; (b) dalle de transition standard de  $h_{DT} = 0.3 \text{ m}$  ; (c) dalle de transition avec une extrémité affinée à  $h_{DT} = 0.2 \text{ m}$  ; (d) dalle de transition avec une extrémité affinée à  $h_{DT} = 0.1 \text{ m}$

L'influence de l'épaisseur de la dalle de transition, jusqu'à présent admise à  $h_{DT} = 0.3$  m pour des raisons constructives, a été étudiée à partir d'une géométrie modifiée de l'extrémité de la dalle de transition standard. La géométrie affinée de l'extrémité de la dalle de transition visible sur la figure 55 (a) a été considérée. Dans tous les cas,  $h_{DT,ref} = 0.3$  m qui est l'épaisseur traditionnellement utilisée et  $h_{extr,DT} = 0.7$  m qui est la profondeur d'enfouissement pour une dalle de transition de  $L_{DT} = 6$  m,  $\alpha_{DT} = 10\%$  et  $h_{0,DT} = 0.1$  m ont été admis. La figure 55 (b à d) montre un agrandissement de la déformation du maillage, amplifiée 5 fois, au niveau de l'extrémité de la dalle de transition. On peut constater que la cassure qui se forme dans le remblai est d'une part conséquente au mécanisme plastique présenté à la figure 30 mais également, pour une part significative, du frottement de la face inférieure de la dalle de transition qui entraîne avec elle le remblai situé à proximité.

La figure 56 (a) présente la différence entre les déformations de la surface de roulement pour un déplacement imposé  $u_{imp} = 50$  mm. Les résultats montrent une déformation de la surface de roulement  $w_{surface}$  plus importante pour la géométrie traditionnellement utilisée, c'est-à-dire pour  $h_{DT} = 0.3$  m en comparaison des dalles de transition affinées à leur extrémité. Toutefois, si l'on compare les changements de pente  $\chi$  associés, figure 56 (b), on constate seulement une très faible différence. Ceci met en évidence la faible importance de ce changement de géométrie qui implique par contre une construction moins aisée.

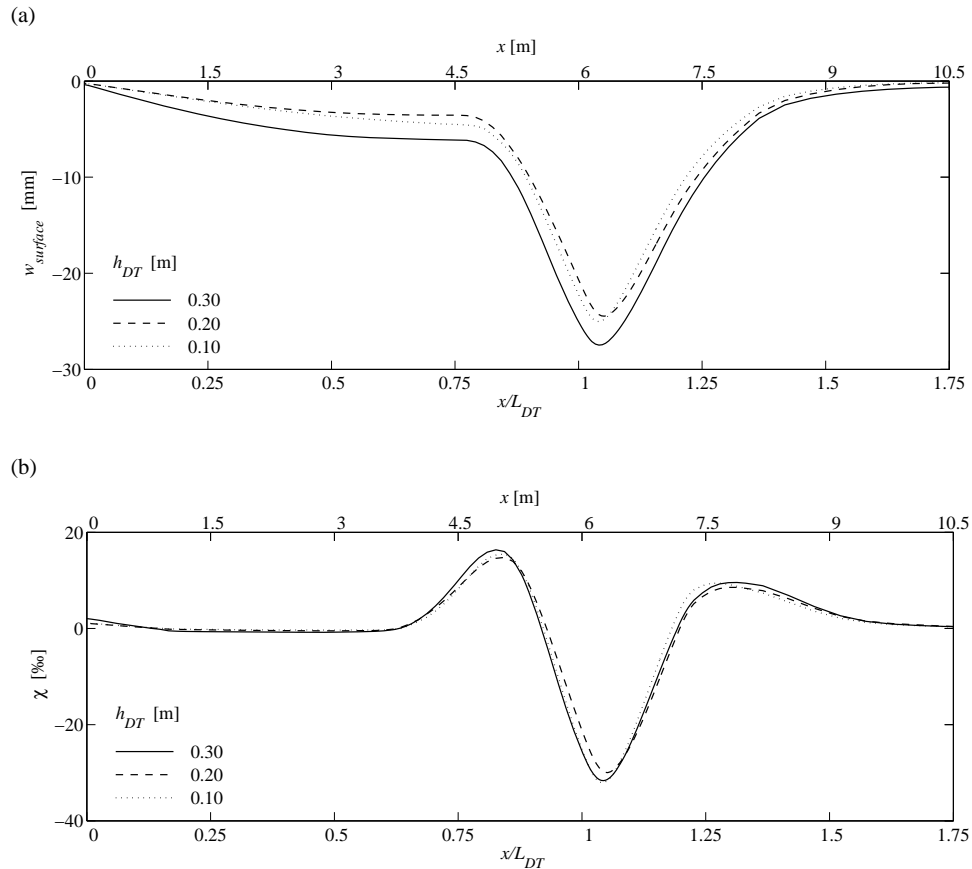


Figure 56: Résultats de la simulation pour différentes épaisseur  $h_{DT}$  de l'extrémité de la dalle de transition pour  $u_{imp} = 50$  mm ; (a) déformation verticale  $w_{surface}$  de la surface de roulement ; (b) changement de pente  $\chi$  défini par l'équation 9

## Etude paramétrique sur les caractéristiques du remblai et son compactage

Cette deuxième étude paramétrique porte sur le type de remblai utilisé ainsi que sur son taux de compactage. Les informations disponibles pour les paramètres mécaniques des remblais étant très faibles, une étude paramétrique comparant trois types de remblai, dont les caractéristiques mécaniques ont pu être tirées de la littérature, ont été sélectionnées. Le premier est du ballast ferroviaire ( $\varphi = 42^\circ$ ) qui est un cas extrême, au vu de sa régularité granulométrique et de la grosseur de ces grains, le second est du gravier lâche qui représente un remblai de moyenne qualité ( $e = 0.43$  et  $\varphi = 34^\circ$ ) et le troisième est la grave compactée ( $e = 0.32$  et  $\varphi = 37^\circ$ ) utilisée dans les modélisations déjà présentées. Dans les trois cas, un compactage mécanique similaire,  $\sigma_{h,mec} = 20$  kPa a été considéré. Dans une seconde étape, l'influence du taux de compactage sera effectuée en comparant l'effet d'une augmentation de  $\sigma_{h,mec}$  de 20 kPa à 50 kPa sur la grave compactée. Tous les paramètres mécaniques utilisés dans ces comparaisons sont donnés dans la thèse de Dreier [Dreier 2010].

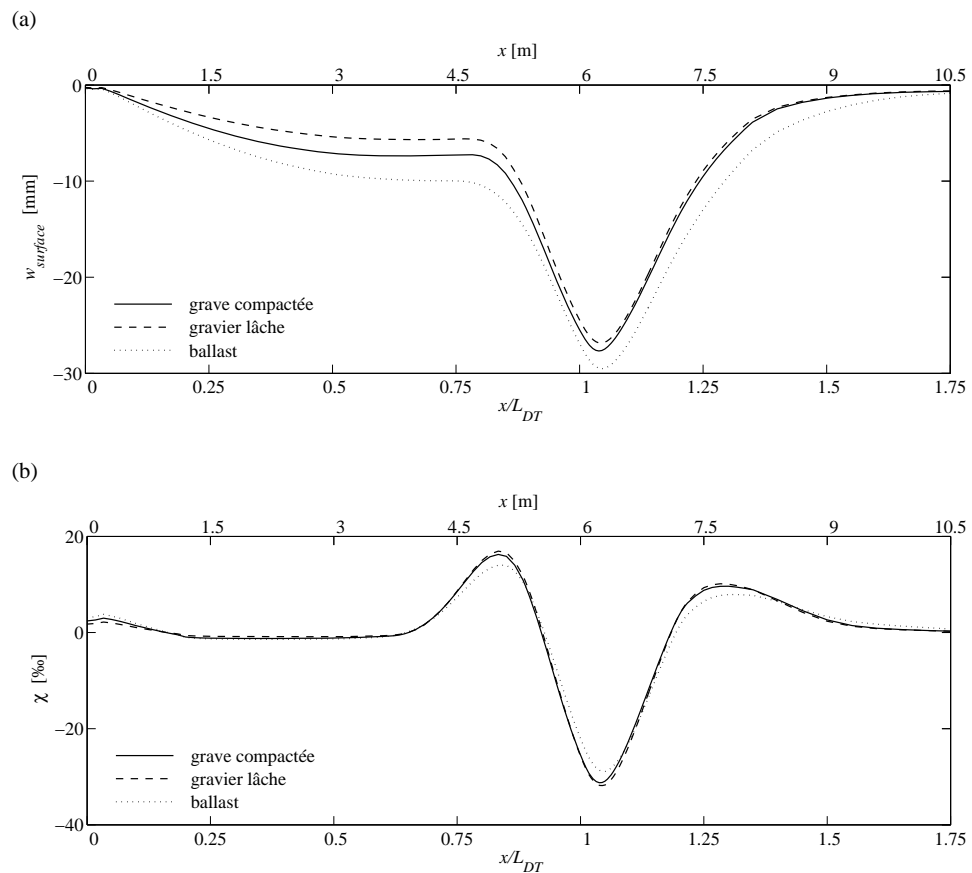


Figure 57: Résultats de la simulation pour différents types de remblai pour pour  $u_{imp} = 50$  mm ; (a) déformation verticale  $w_{surface}$  de la surface de roulement ; (b) changement de pente  $\chi$  défini par l'équation 9

La figure 57 (a) présente la différence entre les déformations de la surface de roulement pour un déplacement imposé  $u_{imp} = 50$  mm. Les résultats montrent une déformation de la surface de roulement  $w_{surface}$  la plus importante pour le ballast et la plus faible pour le gravier lâche. Au contraire, si l'on compare les changements de pente  $\chi$  associés, figure 57 (b), on constate que le ballast est le matériau qui conduit au meilleur état de service et le gravier lâche au moins bon. La différence est toutefois minime. Par

conséquent, cette comparaison met en évidence la faible importance du remblai choisi au regard de cette problématique. C'est pourquoi, en cas de problème concernant la planéité de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition, l'utilisation d'un remblai d'une meilleure qualité ne permettra pas d'atteindre le résultat souhaité, au contraire de l'augmentation dimensions de la dalle de transition  $L_{DT}$  et  $\alpha_{DT}$  présentés dans le paragraphe précédent.

La figure 58 présente la déformation de la surface de roulement  $w_{surface}$  et le changement de pente  $\chi$  associés à un déplacement imposé  $u_{imp} = 50$  mm pour deux taux de compactage différents. Le premier taux de compactage de  $\sigma_{h,mec} = 20$  kPa est celui qui a été considéré jusqu'ici. L'augmentation de la contrainte de compactage à  $\sigma_{h,mec} = 50$  kPa conduit à une diminution de l'indice de vide  $e$  de 0.32 à 0.25 et par conséquent à une augmentation de la rigidité intrinsèque du remblai. De plus, ce compactage supplémentaire augmente la pression critique initiale  $p_{co}$  qui intègre l'histoire de chargement du remblai, voir [Dreier 2010] pour plus d'informations concernant ce paramètre. La figure 58 (a) montre l'effet bénéfique d'une augmentation du compactage sur  $w_{surface}$ . Dans cet exemple le tassement maximal est diminué d'environ 25 %. Toutefois, comme le montre la figure 58 (b), l'effet de l'augmentation du compactage sur le changement de pente  $\chi$  est bien moindre. La diminution de  $\chi_{max}$  n'étant que d'une dizaine de pourcents. De même que pour l'amélioration des caractéristiques mécaniques du remblai, l'augmentation du compactage ne permettra pas de résoudre un problème concernant la planéité de la surface de roulement à l'extrémité de la dalle de transition. Par conséquent, il est une nouvelle fois conseillé d'augmenter les dimensions de la dalle de transition  $L_{DT}$  et  $\alpha_{DT}$  pour parer à ce défaut local.

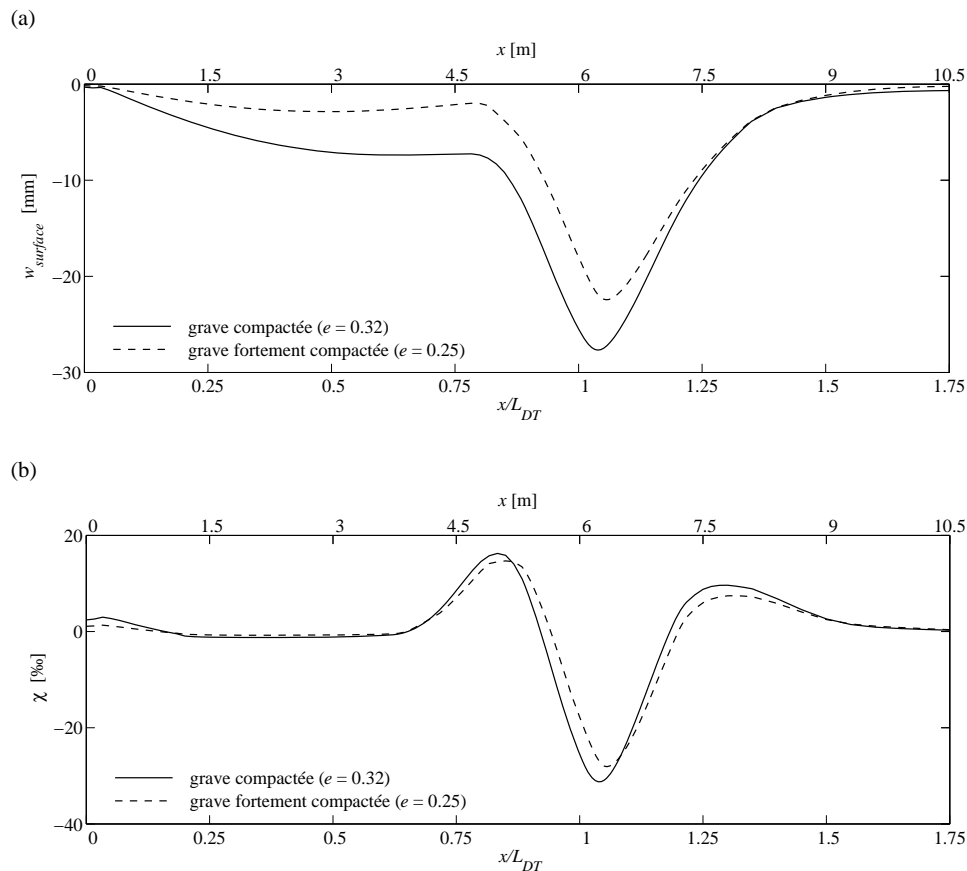


Figure 58: Effet de différents niveaux de compactation du remblai pour  $u_{imp} = 50$  mm ; (a) déformation verticale  $w_{surface}$  de la surface de roulement ; (b) changement de pente  $\chi$  définie par l'équation 9

Une étude pour déterminer l'influence de la rugosité de l'interface  $\delta_{interface}$  entre la dalle de transition et le remblai a également été effectuée. Les différences entre les simulations modélisant une interface rugueuse ( $\delta_{interface} = 2 / 3 \varphi$ ), et une interface lisse ( $\delta_{interface} = 0$ ) sont négligeables. Du point de vu pratique, une interface lisse sera évitée, un risque de glissement en bloc du remblai situé sur la dalle de transition étant possible pour un  $\delta_{interface}$  petit.

Il faut rappeler une fois encore que les modèles numériques, même effectués le plus consciencieusement possible, ne représentent que ce pourquoi ils ont été conçus. De ce fait, une validation expérimentale ou in situ est encore nécessaire.

### 5.2.3 Conclusions sur le dimensionnement géométrique de la dalle de transition

La comparaison des résultats obtenus, figures 51 et 54, avec les limitations spécifiées par l'OFROU [OFROU 2010], figure 59, conduit à la formulation de plusieurs conclusions. La première montre que les dalles de transition doivent être utilisées pour tous les ponts dont  $u_{imp}$  est supérieure à 5 mm, sauf conditions particulières. Cette limite ne doit pas être transgressée. La seconde montre qu'à l'heure actuelle, pour les culées semi-intégrales comme intégrales, l'OFROU fixe un déplacement imposé admissible  $u_{imp,adm}$  de 20 mm, figure 59. L'étude de la planéité de la surface de roulement en considérant la géométrie standard ( $L_{DT} = 6$  m et  $\alpha_{DT} = 10$  %) a conduit à un comportement satisfaisant pour des déplacements imposés  $u_{imp}$  jusqu'à 40 mm pour le réseau autoroutier et jusqu'à 55 mm pour le réseau des routes nationales. Toutefois, ni l'augmentation de  $\chi$  due aux variations de température, effet cyclique sur le remblai, ni l'augmentation de  $\chi$  consécutif au compactage du remblai par passage répété des poids lourds, percussion des essieux des poids lourds sur le fond/bord du tassement de la surface de roulement, n'ont été considérés dans l'étude. Par conséquent, une diminution de  $u_{imp}$  déterminée par la modélisation doit être prise en compte en introduisant une marge de sécurité sur les résultats numériques obtenus. Le risque de fissuration de la surface de roulement située au droit de l'extrémité de la dalle de transition n'étant pas considéré dans cette étude, une vérification de la contrainte dans l'enrobé  $\sigma_{enrobé}$  selon l'équation 10 doit également être effectuée pour valider l'augmentation de  $u_{imp,adm}$ .

Sur la base de cette modélisation, il est recommandé de limiter le déplacement imposé  $u_{imp}$  à 30 mm pour le réseau autoroutier et 40 mm pour les routes nationales. Ces limites sont légèrement supérieures à celles actuellement en vigueur de 20 mm, figure 59. Comme préalablement mentionné à la fin du §4.3, ces conclusions découlent de résultats de simulations par éléments finis dont la cohérence avec la réalité doit encore être validée expérimentalement. Pour dépasser ces limites, une augmentation des paramètres géométriques  $L_{DT}$  et  $\alpha_{DT}$  est fortement conseillée. En effet, ces modifications n'engendrent que des coûts faibles mais améliorent significativement l'état de service de la planéité de la surface de roulement à l'extrémité des dalles de transition. Finalement, la longueur des dalles de transition  $L_{DT}$ , principalement dans le cas des culées intégrales, doit être choisie pour permettre le franchissement du vide derrière le mur de culée. Les étapes permettant le dimensionnement statique de la dalle de transition sont présentées au §5.3.2.

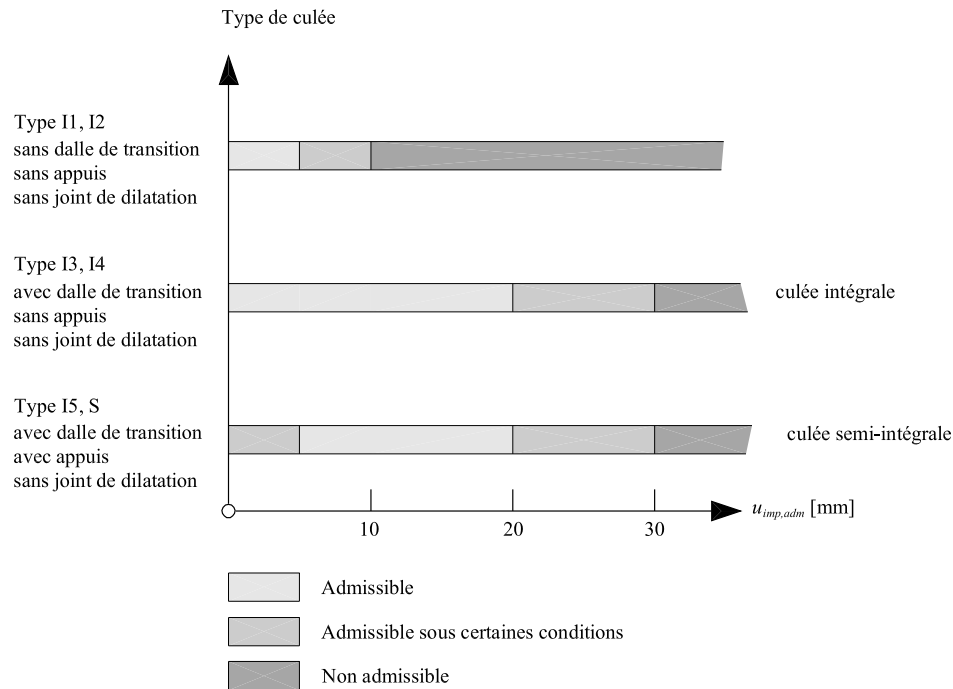


Figure 59: Limites spécifiées par l'OFROU [OFROU 2010] concernant le déplacement imposé  $u_{imp}$  selon le type de culée

## 5.3 Dimensionnement statique de la dalle de transition

### 5.3.1 Détail de connexion entre la dalle de transition et le mur de culée

#### Concept

Comme l'a montré le §3.1.3, les détails de connexion entre les culées et les dalles de transition recommandés par l'OFROU [OFROU 2010], figures 16 (a et c), ne sont pas autorisés pour les culées semi-intégrales et intégrales. Seul le détail présenté à la figure 16 (b) est recommandé mais difficile à mettre en œuvre. A partir du constat qu'une fissuration transversale de l'enrobé bitumineux se produit pour les détails articulés au droit de connexion par ouverture de la fente située entre la culée et la dalle de transition, le détail proposé a pour but de répartir cette ouverture sur une longueur plus importante en simplifiant les étapes de mise en œuvre et en le rendant extrêmement résistant aux altérations environnementales. Cette solution est une alternative au détail recommandé par le service des ponts et chaussées des Grisons [Tiefbauamt Graubünden 2005], figure 16 (d).

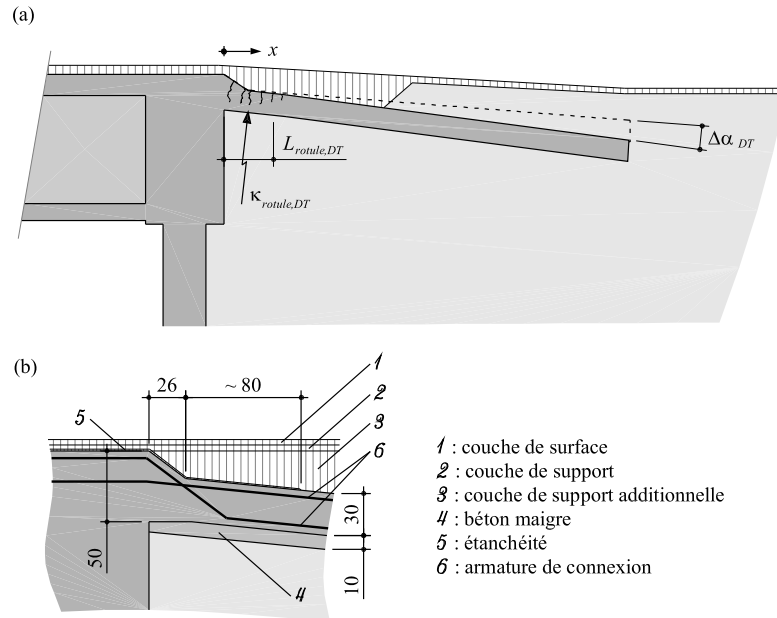


Figure 60: Rotule en béton armé pour la connexion entre la culée et la dalle de transition ;  
(a) élévation générale ; (b) détail, [cm]

De ce fait, une solution de connexion monolithique permettant une rotation importante, c'est-à-dire une rotule en béton, a été développée, figure 60 (b). En effet, comme le montre la figure 60 (a), si une rotule en béton se développe correctement, alors la rotation entre la culée et la dalle de transition  $\Delta\alpha_{DT}$  peut être répartie sur une longueur  $L_{rotule,DT}$ . De ce fait,  $\Delta\alpha_{DT}$  n'induit plus directement une ouverture de la fente mais une courbure  $\kappa_{rotule,DT}(x)$  sur  $L_{rotule,DT}$ , équation 22. Pour garantir un bon fonctionnement de cette rotule en béton, une rotation  $\Delta\alpha_{DT}$  importante doit être possible avant rupture et ceci pour n'importe quel couple d'effort  $[M; V]$ . Une vérification expérimentale de la capacité de déformation du détail proposé a été effectuée pour vérifier que son comportement est satisfaisant tant pour des actions exceptionnelles (état ultime) que pour des actions fréquentes (état de service).

$$\Delta\alpha_{DT} = \int_{L_{rotule,DT}} \kappa_{rotule,DT} dx \quad (22)$$

## Série expérimentale

Comme mentionné dans le paragraphe précédent, une série expérimentale sur des rotules en béton a été effectuée dans le laboratoire de structures de l'EPFL. Les essais effectués avaient pour objectif principal d'évaluer la capacité de rotation  $\Delta\alpha_{DT}$  de la rotule en béton proposée pour la connexion entre la dalle de transition et le mur de culée, figure 60 (b). Tous les paramètres géométriques, les capteurs utilisés, les caractéristiques mécaniques des matériaux et les résultats détaillés sont décrits dans l'annexe A de la thèse de Dreier [Dreier 2010]. Seuls les données et résultats principaux sont résumés dans les paragraphes suivants.

La série d'essai comporte quatre spécimens de bande de dalle de transition de 4.52 x 0.30 x 0.30 m avec lesquels huit essais ont été effectués. La disposition des appuis lors des essais est visible aux figures 61 et 62. Une fois la première rupture obtenue, la poutre a été déchargée et retournée sur le bâti pour permettre le chargement de la seconde moitié du spécimen.

Les six premiers essais, ont visé à cerner l'influence du taux d'armature flexionnel  $\rho$ , du type de détail d'armature (avec ou sans étriers, position 3 de la figure 62) et de l'excentricité du chargement  $e$  pour tester différents couples d'effort  $M - V$ . Les deux

derniers essais, ont visé à cerner l'influence d'un chargement cyclique (comportement en service) par rapport au chargement monotone appliqué lors des six premiers essais.

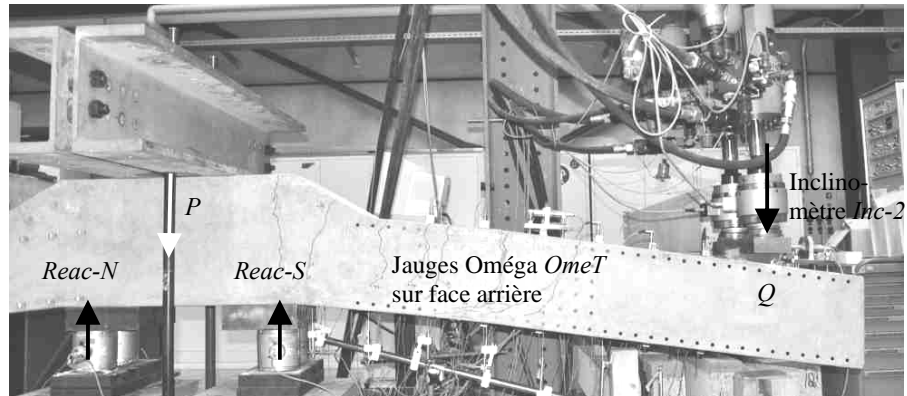


Figure 61: Photo d'un spécimen et indication des forces et réactions appliquées lors de l'essai ainsi que des capteurs

Toutes les bandes de dalles disposent d'une armature de flexion supérieure composée de barres  $\varnothing 12$  mm, s150 mm pour DT1, respectivement  $\varnothing 18$  mm, s150 mm pour DT2, DT3 et DT4 (position 4 de la figure 62). De plus, les bandes de dalles possèdent toutes une armature supplémentaire inclinée (barres relevées) qui permet une plus grande résistance à la flexion et à l'effort tranchant à proximité de l'encastrement. A nouveau, cette armature est composée de barres  $\varnothing 12$  mm, s150 mm pour DT1, respectivement  $\varnothing 18$  mm, s150 mm pour DT2, DT3 et DT4 (position 1). Un des deux côtés pour les spécimens DT2, 3 et 4 est renforcé par deux étriers supplémentaires de diamètre  $\varnothing 12$  mm (position 3). Toutes les bandes de dalle possèdent également une armature constructive, composée de barres  $\varnothing 12$  mm, s150 mm dans la zone comprimée (position 2).

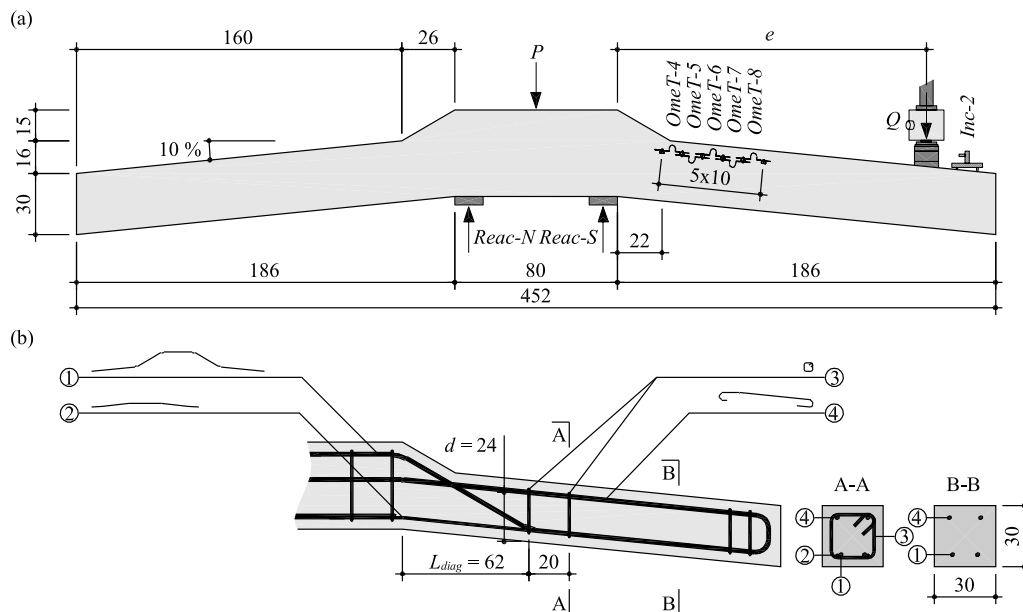


Figure 62: Représentation graphique d'un spécimen; (a) élévation avec dimensions principales [cm], indication des forces et réactions appliquées lors de l'essai ainsi que des capteurs ; (b) plan d'armature des spécimens



## Résultats expérimentaux principaux

La figure 63 montre le relevé des fissures à la fin de chaque essai ainsi que la résistance  $Q_R$  atteinte et la rotation correspondante mesurée par l'inclinomètre n°2  $\theta_{R,inc-2}$ . Les poutres avec un taux d'armature flexionnel  $\rho = 0.3 \%$  correspondent aux bandes armées à la flexion par 2 barres  $\varnothing 12$  mm et celles avec  $\rho = 0.7 \%$  par 2 barres  $\varnothing 18$  mm. Le relevé des fissures montre trois types de ruptures distincts. La première est une rupture par flexion suite à l'écoulement des armatures flexionnelles et finalement à l'écrasement du béton dans la zone comprimée. Ce type de rupture a été observé sur les spécimens DT1a, DT2a et DT2b et DT3b. Le second type est une rupture par effort tranchant suite à l'écoulement des armatures de flexion. Ce type de rupture a été observé sur les spécimens DT1b, DT4a et DT4b. Finalement, une rupture par effort tranchant avant écoulement des armatures de flexion a été enregistrée pour le spécimen DT3a. Le relevé montre également la bonne répartition des fissures de flexion dans la zone de la rotule en béton.

## Capacité de déformation

Pour évaluer la capacité de déformation, la courbe typique charge  $Q$ -rotation  $\theta_{inc-2}$  à été normalisée sur l'ordonnée par  $M / M_{pl}$  selon les équations 23 et 24.

$$M(0.62 \text{ m}) = Q(e - 0.62 \text{ m}) \quad (23)$$

$$M_{pl} = f_{s,moy} \rho b d^2 \left( 1 - \frac{f_{s,moy} \rho}{2 \eta_{fc} f_{c,moy}} \right) \text{ avec } \eta_{fc} = \left( \frac{30}{f_{c,moy}} \right)^{1/3} \leq 1.0 \quad (24)$$

avec  $M(0.62 \text{ m})$  le moment dans la section située à une distance  $x = 0.62 \text{ m}$  de l'encastrement,  $b$  la largeur de la bande de dalle,  $d$  la hauteur statique de la bande de dalle,  $f_{s,moy}$  respectivement  $f_{c,moy}$  la résistance moyenne de l'acier d'armature respectivement du béton,  $\rho = A_s / (bd)$  le taux d'armature flexionnel,  $\eta_{fc}$  le facteur de correction pour la prise en compte du comportement plus fragile des bétons à résistance élevée [SIA 2003c].

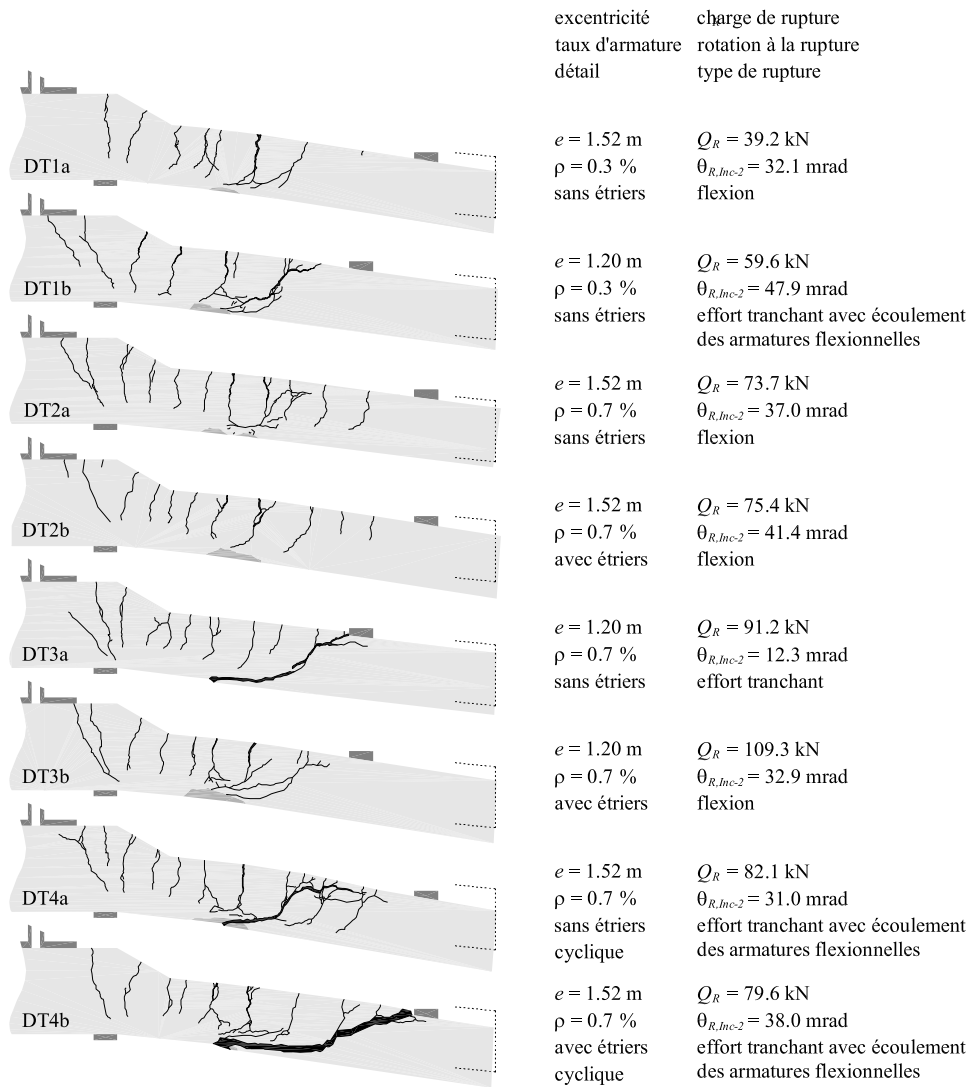


Figure 63: Relevé des fissures à la fin de l'essai des spécimens testés en laboratoire

De plus, la valeur admissible de la rotation pour les routes secondaires  $\Delta\alpha_{DT} = 0.8\text{‰}$  est indiquée sur l'abscisse en comparaison de la rotation  $\theta_{Inc-2}$  obtenue. La figure 64 présente les diagrammes moment normalisé  $M / M_{pl}$  – rotation  $\theta_{Inc-2}$  de tous les spécimens. Il est intéressant de noter que les spécimens avec un taux d'armature  $\rho = 0.3 \%$  mais sans étriers ont toujours conduit à une résistance plus importante ( $> 15\%$ ) que le moment plastique  $M_{pl}$  défini selon l'équation 24, figure 64 (a). Cela s'explique par la détermination du moment plastique  $M_{pl}$  selon l'équation 24 qui ne tient pas compte de l'écroutissement de l'acier d'armature. Dans le cas des barres  $\varnothing 12 \text{ mm}$  écrouties à froid, une augmentation relativement importante de la contrainte dans les barres d'armature  $\sigma_s$  suite à l'écroutissement peut être atteinte avant l'écrasement du béton d'enrobage. Dans le cas des spécimens avec un taux d'armature  $\rho = 0.7 \%$ , figure 64 (b), les deux spécimens avec la plus grande excentricité,  $e = 1.52 \text{ m}$ , ont atteint le moment plastique  $M_{pl}$  et ceci indépendamment de la présence ou non d'étriers dans la zone de la rotule en béton. Par contre, contrairement aux barres  $\varnothing 12 \text{ mm}$ , les barres  $\varnothing 18 \text{ mm}$  sont de dureté naturelle et n'ont pas permis une augmentation significative de la résistance par écroutissement avant l'écrasement du béton. Pour l'excentricité testée la plus faible,  $e = 1.28 \text{ m}$ , le spécimen sans étriers a montré un comportement extrêmement fragile et une rupture prématurée par effort tranchant. Bien que la rotation  $\theta_{R,Inc-2}$  soit supérieure à  $\Delta\alpha_{DT} = 8 \text{‰}$ , ce comportement n'est pas tolérable. En effet, une grande incertitude est à attendre sur le au niveau des actions et par conséquent une capacité de déformation permettant une

rotation bien supérieure à la valeur admissible est souhaitable. Le spécimen avec des étriers dans la zone de la rotule n'a juste pas atteint la résistance plastique. Ceci est dû au détachement prématuré du béton d'enrobage comprimé. Toutefois, une grande capacité de déformation a été constatée.

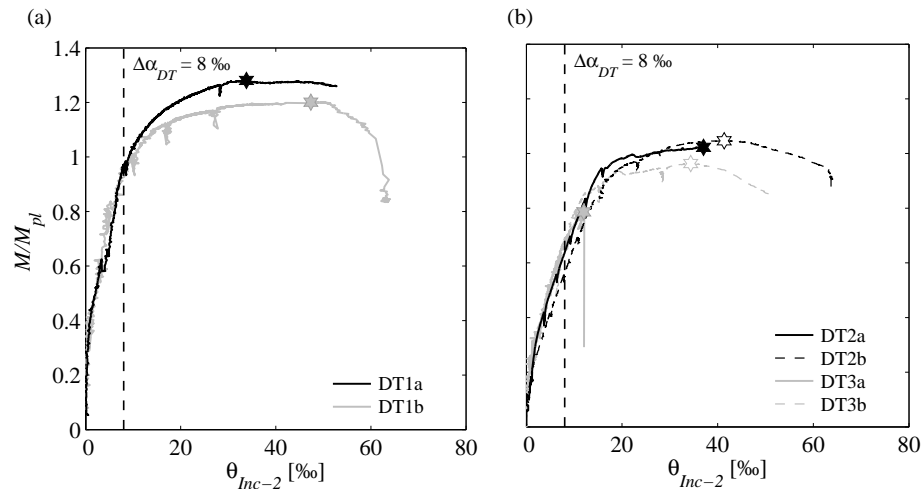


Figure 64: Diagramme Moment normalisé  $M / M_{pl}$  – Rotation  $\theta_{inc-2}$  ; (a) comparaison de l'effet de l'excentricité de la charge  $e$  entre les spécimens chargés de manière monotone DT1a et DT1b, taux d'armature  $\rho = 0.3\%$  ; (b) comparaison de l'effet de l'excentricité de la charge  $e$  et de la présence d'étriers entre les spécimens chargés de manière monotone DT2a, DT2b, DT3a et DT3b, taux d'armature  $\rho = 0.7\%$

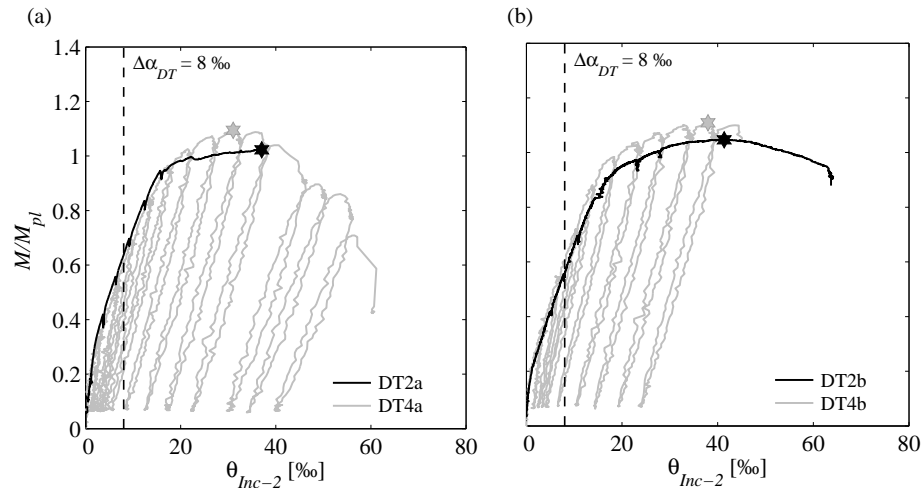


Figure 65: Diagramme Moment normalisé  $M / M_{pl}$  – Rotation  $\theta_{inc-2}$  ; (a) comparaison de l'effet d'un chargement cyclique par rapport à un chargement monotone DT2a et DT4a, détail sans étriers ; (b) comparaison de l'effet d'un chargement cyclique par rapport à un chargement monotone DT2b et DT4b, détail avec étriers

La figure 65 permet d'évaluer le comportement en service des détails proposés, soumis à des chargements cycliques. Une légère réduction de la rigidité ainsi que une rotation permanente sont constatées lors de la décharge des spécimens pour des amplitudes de charge ne plastifiant pas les armatures. Ces constatations sont en accord avec des études effectuées à l'EPFL [Laurencet et al. 1999 et Rotilio 1998]. Des ruptures par effort

tranchant, pour des rotations  $\theta_{inc-2}$  inférieures à celles des chargements monotones ont été constatées. Cette diminution de la capacité de déformation est à mettre sur le compte de l'ouverture de la fissure critique d'effort tranchant qui augmente à chaque cycle et qui conduit finalement à la rupture par effort tranchant.

### Fissuration

Les figures 66 et 67 montrent l'évolution de l'ouverture de la fissure de flexion la plus ouverte  $w_{max}$  en fonction du moment normalisé  $M / M_{pl}$ . Cette ouverture a été déterminée directement à l'aide des capteurs qui mesurent la déformation de la surface du béton au niveau de l'armature de flexion (OmeT-4 à OmeT-8, figure 62 (a)). Par conséquent, il est admis qu'une seule fissure est active sur la base de mesure de 100 mm des capteurs. Cette hypothèse a été vérifiée expérimentalement, voir figure 63. Comme pour la rotation  $\theta_{inc-2}$ , la valeur admissible de l'ouverture de la fissure de la plus ouverte  $w_{fiss}$  est indiquée sur l'abscisse. L'ouverture de fissure moyenne pour la classe A est de  $w_{fiss} = 0.7$  mm selon la SIA262 [SIA 2003c et Burdet et Kenel 2003]. Si l'on admet que la rotation maximale atteinte en service est égale à  $\Delta\alpha_{DT}$  alors  $M / M_{pl} \approx 0.95$  pour les spécimens avec  $\rho = 0.3 \%$  et  $M / M_{pl} \approx 0.65$  pour  $\rho = 0.7 \%$ . Dans les deux cas, ces taux  $M / M_{pl}$  de service rapportés sur le diagramme des ouvertures de fissure montrent que l'ouverture des fissures dans la région de rotule en béton de la dalle de transition  $w$  est inférieure à  $w_{fissure}$ . Toutefois, des rotations cycliques consécutives aux actions de service peuvent conduire à long terme à  $w > w_{fissure}$ . Ce phénomène n'est pas trop grave, les zones de rotule étant protégées par une étanchéité, figure 60, et enfouies dans la couche de support donc non visibles.

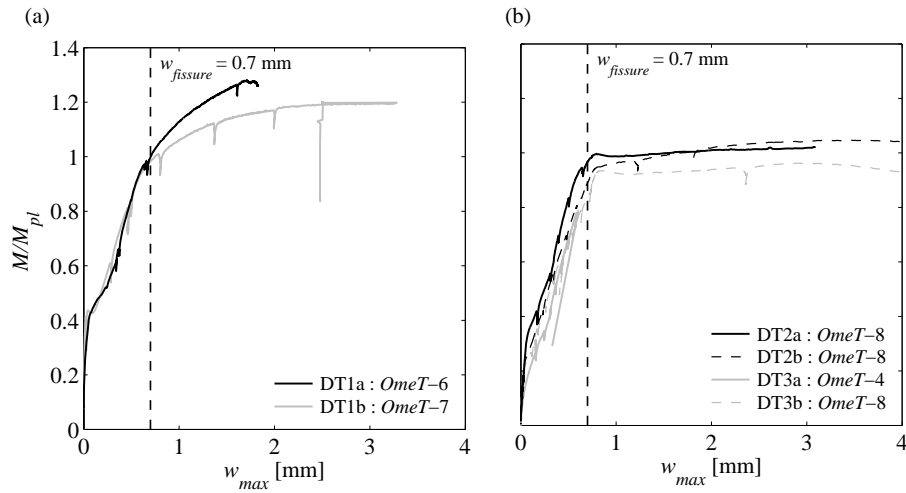


Figure 66: Diagramme moment normalisé  $M / M_{pl}$  – ouverture maximale des fissures  $w_{fiss}$  ;  
 (a) comparaison de l'effet de l'excentricité de la charge  $e$  entre les spécimens chargés de manière monotone DT1a et DT1b, taux d'armature  $\rho = 0.3 \%$  ; (b) comparaison de l'effet de l'excentricité de la charge  $e$  et de la présence d'étriers entre les spécimens chargés de manière monotone DT2a, DT2b, DT3a et DT3b, taux d'armature  $\rho = 0.7 \%$

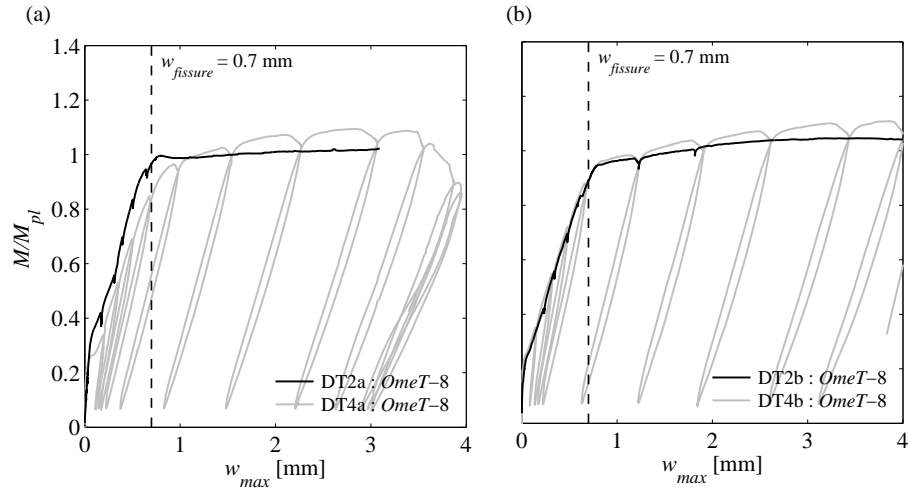


Figure 67: Diagramme moment normalisé  $M / M_{pl}$  – ouverture maximale des fissures  $w_{fiss}$  ; (a) comparaison de l'effet d'un chargement cyclique par rapport à un chargement monotone DT2a et DT4a, détail sans étriers ; (b) comparaison de l'effet d'un chargement cyclique par rapport à un chargement monotone DT2b et DT4b, détail avec étriers

### Conclusions sur les essais en laboratoire

Comme montré dans les figures 63 et 64, le détail avec le taux d'armature le plus faible à la flexion,  $\rho = 0.3 \%$ , conduit dans tous les cas à une capacité de déformation importante et donc à une rotation de la rotule en béton à la rupture  $\theta_{R,Ind-2}$  très grande ( $> 40 \%$ ) et cela sans renforcement de la rotule contre l'effort tranchant par des étriers. Au contraire, les détails plus fortement armés à la flexion,  $\rho = 0.7 \%$ , peuvent présenter une rupture par effort tranchant dans le cas où la rotule n'est pas renforcée par des étriers (DT3a) ou une rupture prématurée par éclatement du béton d'enrobage comprimé (DT3b) lorsque l'excentricité  $e$  du chargement est faible. Le risque de fissuration de l'enrobé, photos de la figure 17, est normalement proscrit. En effet, contrairement au détail standard concentrant la rotation dans la fente entre la culée et la dalle de transition, le détail proposé répartit cette rotation sur la longueur de la rotule en béton  $L_{rotule,DT}$ . En conclusion, comme ce n'est pas la résistance mais bien la capacité de déformation du détail qui est souhaitée et comme la fissuration n'est pas problématique, il est plus favorable d'armer le détail avec un taux d'armature flexionnel faible de  $\rho = 0.3 \%$  et ainsi de pouvoir se passer d'étriers de renforcement. Lors du dimensionnement de l'extrémité du tablier du pont, le moment  $M$  induit par la rotule en béton doit être considéré. De manière prudente, un moment  $M$  égal au moment plastique  $M_{pl}$ , déterminé par l'équation 24, peut être admis. Pour les culées intégrales, ce moment  $M$  agit dans la direction opposée au moment provenant du tablier et est d'une intensité bien plus faible. Par conséquent, sa reprise ne pose généralement pas de difficulté.

### 5.3.2 Dimensionnement à la flexion de la dalle de transition

À l'heure actuelle, le dimensionnement statique à la flexion des dalles de transition et en particulier de celles des culées intégrales et semi-intégrales repose sur des critères arbitraires qui se basent essentiellement sur l'expérience des praticiens. La suite de ce paragraphe présente deux méthodes numériques et une approche simplifiée basée sur les acquis des méthodes numériques qui permettent de dimensionner statiquement les dalles de transition des culées intégrales et semi-intégrales.

Pour les deux approches numériques présentées, la dimension longitudinale du vide derrière le mur de culée  $L_{vide}$  est déterminée selon l'équation 21. De cette manière, la longueur de la dalle de transition qui repose sur le remblai peut être déterminée directement par  $L_{DT,extr.} = L_{DT} - L_{vide}$ .

## Méthode des modules de réaction

La méthode des modules de réaction peut être utilisée pour dimensionner la dalle de transition. Dans le cas où la connexion monolithique entre la culée et la dalle de transition décrite au §5.3.1 est choisie, un léger changement doit être apporté au modèle numérique présenté au §4.4.1. En effet, le système statique qui doit être modélisé dépend de la présence ou non d'une articulation entre la culée et la dalle de transition, figure 68 (a et b). Si une connexion monolithique avec une rotule plastique est choisie, un ressort rotationnel avec un comportement rigide plastique peut être utilisé.

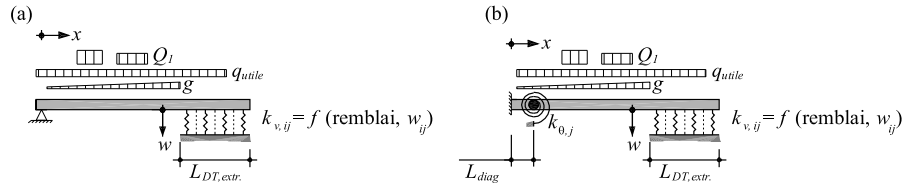


Figure 68: Principe statique préablement présenté à la figure 40 ; (a) connexion articulée entre la culée et la dalle de transition ; (d) connexion monolithique entre la culée et la dalle de transition

Comme présenté dans le §4.4, les moments de flexion longitudinaux  $m_{long}$  et transversaux  $m_{trans}$  ainsi que les efforts tranchants  $v_x$  et  $v_y$  dans la dalle de transition sont évalués à l'aide du modèle numérique non linéaire. Pour rappel, le modèle non linéaire admet un comportement de la dalle de transition parfaitement élastique avec toutefois une rigidité fissurée, équations 17 et 18, et admet le comportement du remblai selon la figure 40 (c). Suite à l'évaluation des efforts dans la dalle de transition, un dimensionnement de l'armature de la dalle de transition à la flexion peut être effectué. Pour la détermination de la résistance de la dalle de transition à l'effort tranchant, des informations plus détaillées sont disponibles dans [Fernández Ruiz et al. 2009]. Comme mentionné préalablement, les charges et résistances des matériaux doivent être pondérées par les facteurs de charge  $\gamma$  et de résistance  $\gamma_M$  en accord avec les normes SIA260 [SIA 2003] et 262 [SIA 2003c] lors du dimensionnement.

## Etude paramétrique géométrique

Lors des études paramétriques présentées aux figures 69 à 71, si aucune autre indication n'est donnée, les valeurs des paramètres mentionnés dans le §4.4.2 ont été considérées. La figure 69 présente les résultats obtenus pour une dalle de transition de longueur  $L_{DT} = 6$  m, d'une épaisseur  $h_{DT} = 0.3$  m et de pente  $\alpha_{DT} = 10$  %. La dalle de transition est articulée au niveau de la connexion avec la culée. La contrainte verticale conduisant à la plastification  $\sigma_{v,pl}$ , qui varie selon la longueur du vide sous la dalle de transition  $L_{vide}$ , a été déterminée avec les paramètres mentionnés précédemment, introduits dans les équations 14 à 16.

La figure 69 indique la valeur maximale du moment longitudinal  $m_{long,max}^+$  dans la dalle de transition en fonction de la position du chariot  $x_{chariot}$ . La position critique du chariot, qui correspond à l'étoile sur les courbes de la figure 69, vaut approximativement  $L_{vide} / 2$  pour des rapports  $L_{vide} / L_{DT} > 0.5$ . La figure 70 (a) montre l'influence de la longueur de la dalle de transition  $L_{DT}$ . Pour des dimensions de  $L_{vide}$  faibles, c'est-à-dire par  $L_{vide} / L_{DT} < 0.5$ ,  $m_{long,d}^+$  ne varie pas en fonction de  $L_{DT}$ . Toutefois, lorsque  $L_{vide} / L_{DT}$  approche l'unité, le remblai se plastifie et alors  $m_{long,d}^+$  n'est plus indépendant de  $L_{DT}$ . La figure 70 (b) présente une normalisation de  $m_{long,d}^+$  sur l'ordonnée par  $m_{ref}^+ = Q_{1,d} L_{vide} / 2 B_{voie}$ , où  $Q_{1,d} = 1.5 \times 0.9 \times 300 = 405$  kN est la valeur de calcul de la charge d'essieu du chariot du modèle 1 et  $B_{voie} = 3$  m est la largeur de la voie fictive.

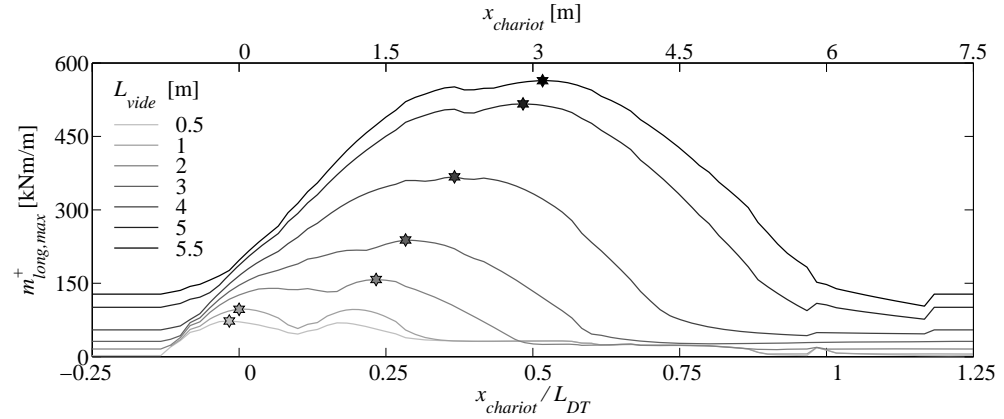


Figure 69: Moment de flexion longitudinal maximal  $m_{long,max}^+$  dans la dalle de transition en fonction de la position du chariot  $x_{chariot}$  et de la dimension du vide sous la dalle de transition  $L_{vide}$ , l'étoile indique la valeur maximale de  $m_{long,max}^+$ , c'est-à-dire le moment longitudinal de dimensionnement  $m_{long,d}^+$  à considérer lors du dimensionnement de la dalle de transition

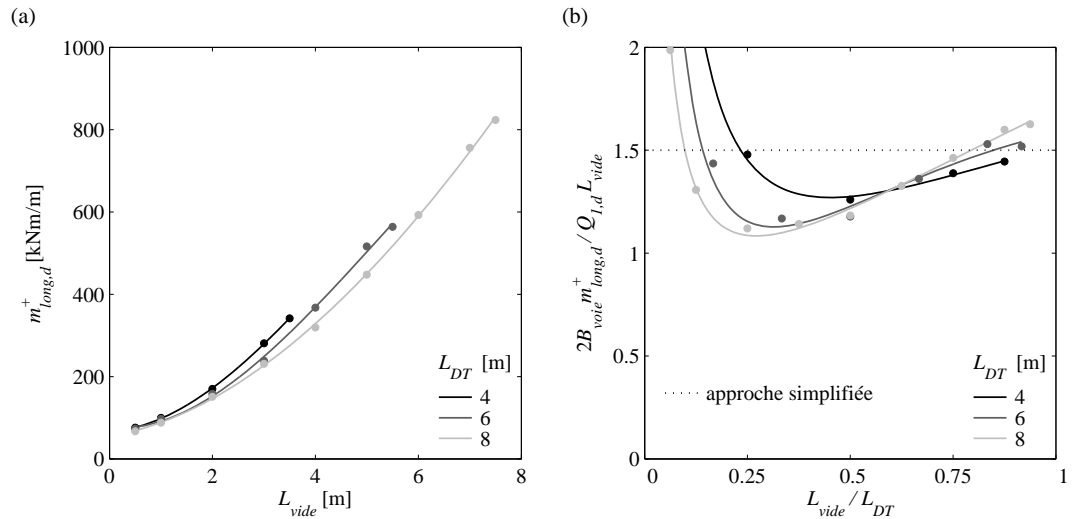


Figure 70: Moment longitudinal de dimensionnement  $m_{long,d}^+$  en fonction de la dimension du vide sous la dalle de transition  $L_{vide}$ , points : valeurs obtenues par le modèle numérique, ligne continue : approximation polynomiale de 3<sup>ème</sup> degré ; (a) variation de la longueur de la dalle de transition  $L_{DT}$  ; (b) normalisation de la figure 70 (a)

La figure 71 (a) présente les résultats, sous une forme analogue à ceux de la figure 70 (a), pour une connexion monolithique, voir détail figure 60, entre la dalle de transition et la culée. Comme mentionné précédemment, la capacité de déformation du détail est la caractéristique principale recherchée. De ce fait, le taux d'armature choisi pour la rotule plastique est  $\rho = 0.3\%$ . De ce fait, le moment plastique de dimensionnement, déterminé selon l'équation 24, en considérant les facteurs de résistances des matériaux  $\gamma_M$  selon la SIA262 [SIA 2003c], vaut  $m_{pl,d}^- = -55$  kNm/m. La figure 71 (b) présente une normalisation de  $m_{long,d}^+$  sur l'ordonnée par  $m_{ref}^+ = [Q_{1,d} (L_{vide} - L_{diag}) + m_{pl,d}^- B_{voide}] / 2 B_{voide}$ , où  $L_{diag}$  est la position de la rotule en béton. Pour le détail proposé  $L_{diag} = 0.62$  m.

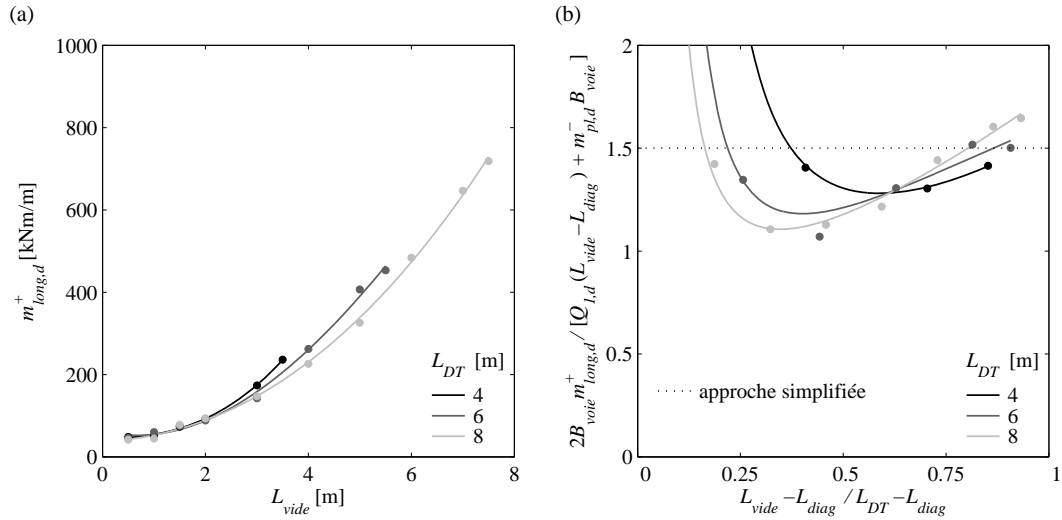


Figure 71: Moment longitudinal de dimensionnement  $m_{long,d}^+$  pour une dalle connectée de manière monolithique à la culée, voir détail de la figure 60, avec  $m_{pl,d}^- = -55$  kNm/m et  $L_{diag} = 0.62$  m, en fonction de la dimension du vide sous la dalle de transition  $L_{vide}$ , points : valeurs obtenues par le modèle numérique, ligne continue : approximation polynomiale de 3<sup>ème</sup> degré ; (a) variation de la longueur de la dalle de transition  $L_{DT}$  ; (b) normalisation de la figure 71 (a)

Lorsque le moment longitudinal de dimensionnement  $m_{long,d}^+$  sur les figures 70 (a) et 71 (a) est plus grand que 400 kNm/m, la ductilité des dalles de transition d'épaisseur  $h_{DT} = 0.3$  m n'est plus assurée, la hauteur plastique  $x_p$  de la section étant plus importante que la valeur limite fixée par la SIA262 [SIA 2003c]. Pour  $m_{long,d}^+ > 400$  kNm/m, qui peut se produire pour une dimension de vide  $L_{vide} > 4$  m sous la dalle de transition, une augmentation de la hauteur  $h_{DT}$  de la dalle de transition est donc nécessaire.

#### Etude paramétrique sur la rigidité du remblai et de la dalle

Lors des études paramétriques présentées à la figure 72, si aucune autre indication n'est donnée, les valeurs des paramètres mentionnés dans le §4.4.2 ont été considérées. La figure 72 (a) et (b) montre que les résultats sont très peu sensibles à une variation du module de réaction du sol  $k_{v,0}$  ainsi qu'à la variation du module d'élasticité de la dalle de transition  $E_{fissuré}$ . Cette constatation était attendue, les rigidités du sol et de la dalle étant d'ordres de grandeur différents. De ce fait, une estimation grossière de ces paramètres est généralement suffisante lors de la modélisation en vue du dimensionnement de la dalle de transition.



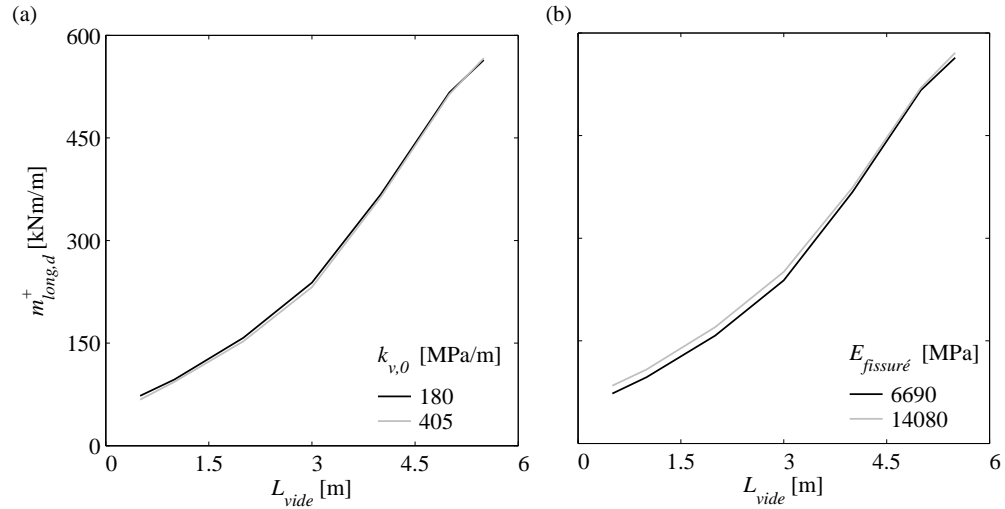


Figure 72: Moment longitudinal de dimensionnement  $m_{long,d}^+$  en fonction de la dimension du vide sous la dalle de transition  $L_{vide}$  ; (a) variation du module de réaction du remblai  $k_{v,0}$  ; (b) variation du module d'élasticité de la dalle de transition  $E_{fissuré}$

#### Etude de la rotation entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont $\Delta\alpha_{DT}$

Lorsque la connexion entre la culée et la dalle de transition est articulée, une rotation entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont  $\Delta\alpha_{DT}$  est prévisible lors du passage du chariot normalisé. Comme mentionné dans le §4.5.2, cette rotation peut être déterminante vis-à-vis de la fissuration de l'enrobé bitumineux mais pas pour l'état limite de service de la dalle de transition.

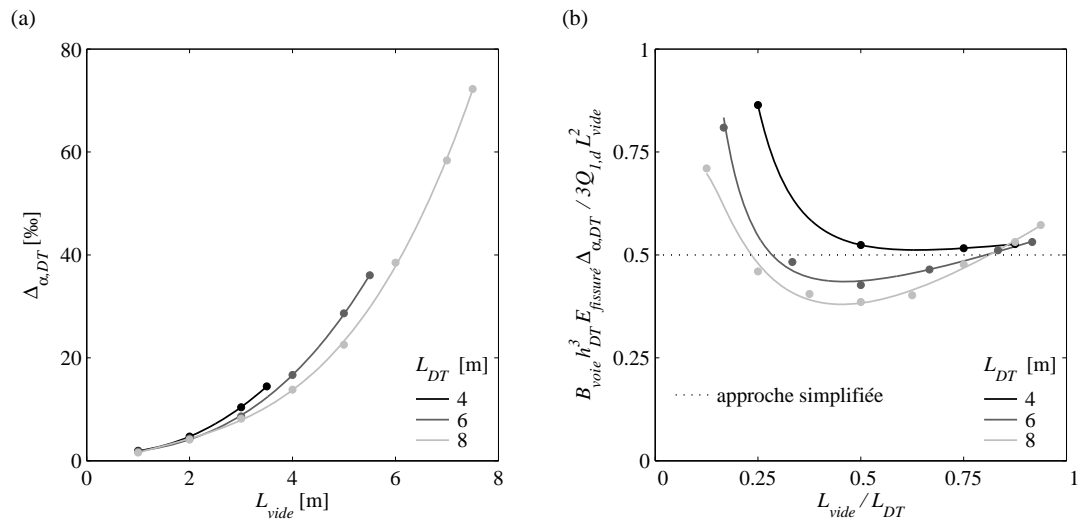


Figure 73: Rotation entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont  $\Delta\alpha_{DT}$ , voir figure 43, en fonction de la dimension du vide sous la dalle de transition  $L_{vide}$ , points : valeurs obtenues par le modèle numérique, ligne continue : approximation polynomiale de 3<sup>ème</sup> degré ; (a) variation de la longueur de la dalle de transition  $L_{DT}$  ; (b) normalisation de la figure 73 (a)

Comme dans l'étude paramétrique sur l'influence de la rigidité du remblai et de la dalle par rapport au moment longitudinal de dimensionnement  $m_{long,d}^+$ , il a été constaté que la

rigidité du remblai  $k_{v,0}$  a assez peu d'influence sur la détermination de  $\Delta\alpha_{DT}$ . Cette constatation est à nouveau liée à la différence entre l'ordre de grandeur de la rigidité du remblai et celle de la dalle de transition. La figure 73 (a) montre l'influence de la dimension du vide sous la dalle de transition  $L_{vide}$  ainsi que l'influence de la longueur de la dalle de transition  $L_{DT}$ . De manière similaire à l'étude sur l'état limite ultime, pour des dimensions de  $L_{vide}$  faibles, c'est-à-dire pour  $L_{vide}/L_{DT} < 0.5$ ,  $\Delta\alpha_{DT}$  ne varie pas en fonction de  $L_{DT}$ . Lorsque  $L_{vide}/L_{DT}$  approche l'unité,  $\Delta\alpha_{DT}$  n'est plus parfaitement indépendant de  $L_{DT}$ . La figure 73 (b) présente une normalisation de  $\Delta\alpha_{DT}$  sur l'ordonnée par  $\Delta\alpha_{DT,ref} = 3Q_{1,d} L_{vide}^2 / B_{voie} h_{DT}^3 E_{fissuré}$ , où  $Q_{1,d} = 0.75 \times 0.9 \times 300 = 203$  kN est la valeur de calcul de la charge d'essieu du chariot du modèle 1,  $B_{voie} = 3$  m est la largeur de la voie fictive,  $h_{DT}$  est l'épaisseur de la dalle de transition et  $E_{fissuré}$  est le module de la dalle de transition qui tient compte du taux d'armature de la dalle de transition déterminé selon l'équation 17.

## Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis peut également être utilisée. Toutefois, des modèles mécaniques adéquats doivent être utilisés pour représenter correctement les différents matériaux utilisés lors de la modélisation. Pour ce problème, trois matériaux doivent être définis : le remblai, le béton de la dalle de transition et l'enrobé bitumineux. De plus, une interface entre le remblai ou l'enrobé et le béton doit être définie pour permettre un glissement relatif, figure 74. Un modèle mécanique parfaitement élastique pour modéliser la structure en béton est suffisant. La rigidité effective des éléments est déterminée pour représenter le comportement du béton fissuré pour les raisons énoncées lors de la présentation de la méthode des modules de réaction. De ce fait, les équations 17 et 18 sont toujours valables. Comme dans le cas de la pression des terres contre le mur de culée, le choix du modèle mécanique pour le remblai doit être effectué en gardant à l'esprit que le modèle a pour objectif de représenter le comportement du remblai le plus proche de la réalité. Le modèle mécanique de Hujoux [Aubry et al. 1982 et Hujoux 1985] précédemment utilisé et présenté en détail dans la thèse de Dreier [Dreier 2010], remplit une nouvelle fois ces conditions.

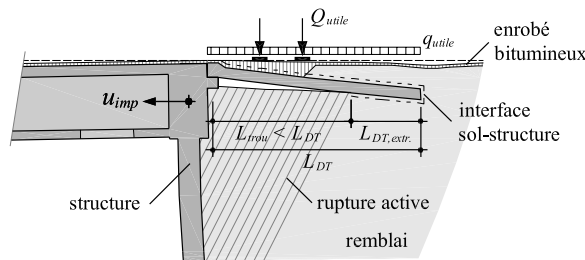


Figure 74: Modèle pour le dimensionnement statique de la dalle de transition par la méthode des éléments finis

Les paramètres mécaniques du remblai doivent tenir compte d'un compactage suite au passage fréquent des véhicules sur la dalle de transition. Dans cette étude, la rigidité de l'enrobé bitumineux n'est plus négligeable. En effet, la durée de l'application des charges routière est courte et de ce fait, le module d'élasticité de l'enrobé bitumineux  $E_{enrobé}$  se trouve dans une fourchette de valeurs située entre  $10^5$  et  $2 \cdot 10^7$  MPa. Le choix de  $E_{enrobé}$  dépendant principalement de la vitesse des véhicules, de la température ambiante et de la composition de l'enrobé [Dumont et al. 2003].

En plus des efforts flexionnels et tranchants déterminés par la méthode des modules de réaction, l'approche par éléments finis permet également de déterminer les efforts normaux dans la direction longitudinale  $n_x$  consécutifs au frottement entre la dalle de transition et le remblai lors de l'application du déplacement imposé  $u_{imp}$ . Lors de cette évaluation, les paramètres mécaniques concernant le cisaillement de l'interface sol-structure doivent être évalués. De manière standard, en accord avec la norme SIA 261 [SIA 2003a], l'angle de frottement de l'interface  $\delta_{interface}$  utilisé comme paramètre

principal dans le critère de rupture de Mohr-Coulomb est donné par  $\delta_{interface} = 2\varphi/3$  pour des surfaces rugueuses. C'est cette valeur qui est utilisée dans cette approche.

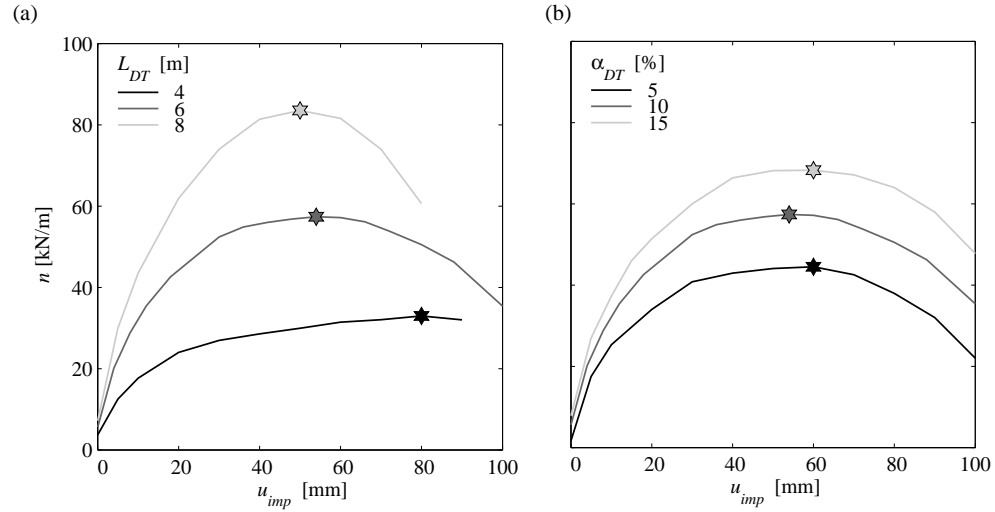


Figure 75: Evolution de l'effort normal par mètre linéaire  $n$  dans la dalle de transition au niveau de la connexion avec la culée en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$  ; (a) comparaison de l'effet de  $L_{DT}$  pour  $\alpha_{DT} = 10\%$  ; (b) comparaison de l'effet de  $\alpha_{DT}$  pour  $L_{DT} = 6$  m

La figure 75 montre l'évolution de l'effort normal par mètre linéaire  $n$  dans la dalle de transition en fonction du déplacement imposé  $u_{imp}$ . Le remblai considéré est, comme pour les autres études effectuées avec la méthode des éléments finis, la grave compactée présentée en détail dans la thèse de Dreier [Dreier 2010]. Comme attendu, lorsque la longueur de la dalle de transition  $L_{DT}$  augmente, figure 75 (a), ou lorsque l'angle d'inclinaison  $\alpha_{DT}$  est accru, figure 75 (b), l'effort normal maximal  $n_{max}$  augmente.

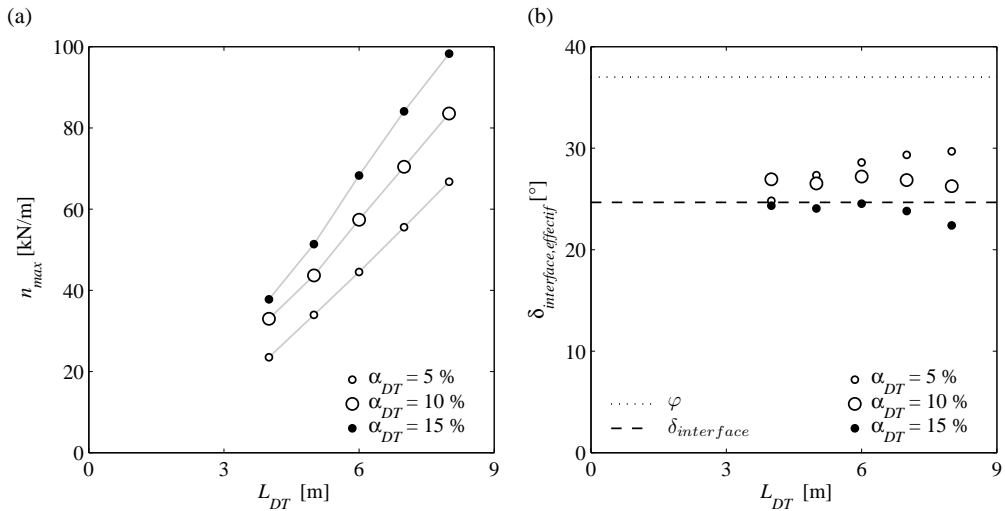


Figure 76: Détermination de l'effort normale maximal par mètre linéaire  $n_{max}$  dans la dalle de transition au niveau de la connexion avec la culée ; (a)  $n_{max}$  en fonction de  $L_{DT}$  et  $\alpha_{DT}$  ; (b) angle de frottement effectif de l'interface  $\delta_{interface,efficace}$  en fonction de  $L_{DT}$  et  $\alpha_{DT}$

Si en lieu et place des courbes  $n - u_{imp}$ , seuls les efforts normaux maximaux par mètre linéaire  $n_{max}$  atteints avant l'adoucissement du remblai sont représentés, figure 76, on peut condenser les résultats en vue d'évaluer l'intensité de  $n_{max}$  pour prédimensionner la dalle de transition à l'effort normal. On peut constater que dans le cas extrême, c'est-à-dire pour une dalle de  $L_{DT} = 8$  m et  $\alpha_{DT} = 15$  %, un effort normal par mètre linéaire  $n_{max}$  d'environ 100 kN/m peut se présenter.

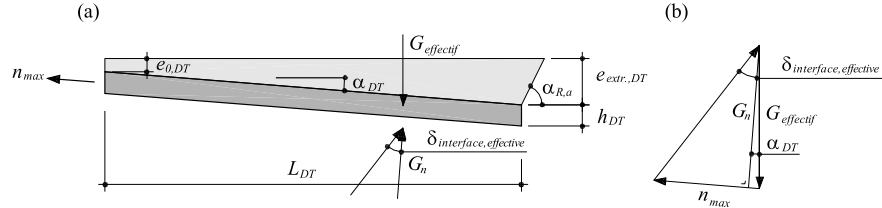


Figure 77: Détermination de  $\delta_{interface, effectif}$  ; (a) volume considéré pour la détermination du poids propre effectif  $G_{effectif}$  ; (a) détermination de l'angle de frottement effectif  $\delta_{interface, effectif}$  de l'interface

L'effort normal maximal par mètre linéaire  $n_{max}$  dépend essentiellement du frottement effectif de l'interface  $\delta_{interface, effectif}$  entre la dalle de transition et le remblai en dessous ainsi que du poids de la dalle et du remblai en dessus, figure 77 (a). L'angle de frottement effectif de l'interface  $\delta_{interface, effectif}$  est évalué sur la base de l'analyse par éléments finis et l'équilibre décrit par le diagramme des forces de la figure 77 (b) et par l'équation 26.

$$G_{effectif} = \gamma_{remblai} \left( \frac{L_{DT}}{2} (e_{0,DT} + e_{extr.,DT}) + \frac{e_{extr.,DT}^2}{2 \tan(\alpha_{R,a})} \right) + \gamma_c (L_{DT} h_{DT}) \quad (25)$$

$$\delta_{interface, effectif} = \arctan \left( \frac{n_{max}}{G_{effectif} \cos(\alpha_{DT})} - \tan(\alpha_{DT}) \right) \quad (26)$$

où  $\gamma_{remblai}$  est le poids propre du remblai et  $\gamma_c$  est le poids propre du béton composant la dalle de transition. Une nouvelle fois,  $\alpha_{R,a}$  peut être évalué par la théorie de Rankine [Rankine 1857], c'est-à-dire  $\alpha_{R,a} = 45^\circ + \varphi / 2$ .

La figure 76 (b) montre que l'angle de frottement effectif de l'interface  $\delta_{interface, effectif}$  est approximativement constant pour n'importe quel couple géométrique  $[L_{DT} ; \alpha_{DT}]$ . La valeur de  $\delta_{interface, effectif}$  s'approche de l'angle de frottement de l'interface  $\delta_{interface}$ . Toutefois, comme mentionné précédemment, ces résultats découlent uniquement d'une étude numérique et devraient encore être validés expérimentalement.

### Approche simplifiée

L'approche simplifiée proposée repose sur les acquis de la première méthode numérique présentée. Cette approche donne une estimation des moments longitudinaux de dimensionnement  $m_{long,d}^+$  dans la dalle de transition pour l'état limite ultime et permet ainsi son dimensionnement statique. Au vu des résultats normalisés présentés aux figures 70 (b) et 71 (b), l'équation 27 est proposée pour estimer le moment longitudinal de dimensionnement  $m_{long,d}^+$  pour les dalles de transition connectées par une articulation. Si le détail est connecté de manière monolithique, en accord avec le détail de la figure 60, l'équation 28 est proposée. Dans les deux cas, le moment positif plastique de dimensionnement  $m_{pl,d}^+$  ne doit pas être inférieur à 100 kNm/m dans les directions longitudinale et transversale. De plus, un effort normal  $n_d = 100$  kN/m doit être considéré pour tenir compte des effets consécutifs au déplacement imposé  $u_{imp}$  de la dalle de transition.

$$m_{long,d}^+ = 1.5 \frac{Q_{1,d} L_{vide}}{2B_{voie}} \leq m_{pl,d}^+ \quad (27)$$

$$m_{long,d}^+ = 1.5 \frac{Q_{1,d} (L_{vide} - L_{diag}) + m_{pl,d}^- B_{voie}}{2B_{voie}} \leq m_{pl,d}^+ \quad (28)$$

où  $Q_{1,d} = 1.5 \times 0.9 \times 300 = 405$  kN est la valeur de calcul de la charge de l'essieu du chariot du modèle 1,  $B_{voie} = 3$  m est la largeur de la voie fictive,  $L_{vide}$  est la dimension du vide sous la dalle de transition déterminée selon l'équation 21,  $L_{diag}$  est la position de la rotule en béton (usuellement  $L_{diag} = 0.62$  m, voir figure 60) et  $m_{pl,d}^-$  est le moment plastique de dimensionnement de la rotule plastique (recommandé à  $-55$  kNm/m, voir équation 24).

Lorsque la connexion entre la culée et la dalle de transition est articulée, l'ouverture de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont  $\Delta_{\alpha,DT}$ , pour l'évaluation du risque de fissuration de l'enrobé bitumineux, relatif au passage du chariot normalisé peut être estimée par l'équation 29 reposant sur la figure 73 (b). Dans tous les cas,  $\Delta_{\alpha,DT} \geq 5$  ‰ doit être considéré.

$$\Delta_{\alpha,DT} = 0.5 \frac{3Q_{1,d} L_{vide}}{B_{voie} h_{DT}^3 E_{fissuré}} \quad (29)$$

## 6. Conclusions

Depuis quelque décennies, la construction de culées intégrales ou semi-intégrales pour les nouveaux ouvrages de moyenne longueur,  $L_{pont} = 50$  à 200 m, ou lors de la rénovation de ponts de longueur plus importantes,  $L_{pont}$  jusqu'à 300 m, est de plus en plus considérée. En effet, l'élimination des joints de dilatation et dans une moindre mesure celle des appuis permettent de diminuer fortement les coûts de maintenance des extrémités des ponts. Ce rapport montre que des études de l'interaction sol-structure doivent être spécifiquement effectuées lors de la considération de cette solution. En effet, les déplacements imposés  $u_{imp}$  aux culées intégrales conduisent à différents problèmes spécifiquement liés aux déformations du sol à proximité de la dalle de transition et du mur de culée, voir figure ci-dessous. En particulier, la compréhension des phénomènes conduisant à la création du vide derrière le mur de culée ainsi qu'au tassement de la surface de roulement permet de dimensionner spécifiquement la dalle de transition.

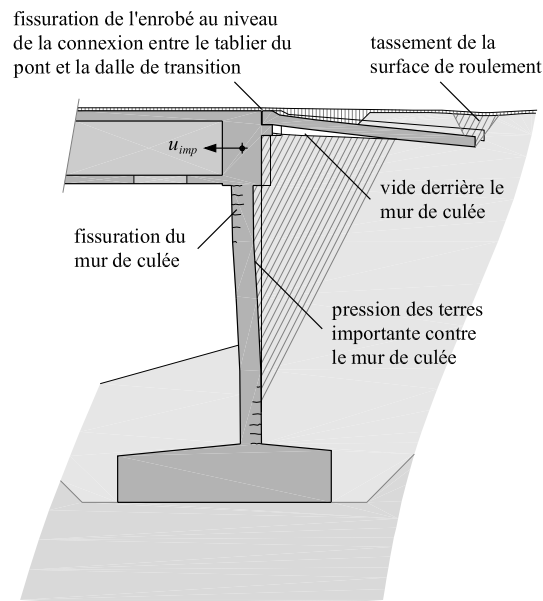


Figure 18: Problèmes spécifiques à étudier pour les culées intégrales

Les actions et étapes relatives à la conception et au dimensionnement de l'extrémité de nouveaux ponts en béton sont présentées dans ce rapport. La première étape consiste à déterminer le déplacement imposé  $u_{imp}$  à la culée. Les composantes de déformation du tablier de retrait  $\varepsilon_{c,sh}$  et de fluage  $\varepsilon_{cr}$  doivent être considérées de même que celles liées aux changements de température du pont  $\varepsilon_{AT}$ , voir figure 6. La détermination de la position du point fixe  $L_{pf}$  est effectuée de manière traditionnelle selon l'équation 2. Une fois  $u_{imp}$  évalué, il convient de déterminer les dimensions géométriques  $L_{DT}$  et  $\alpha_{DT}$  de la dalle de transition à l'aide de la figure 54. Il est à noter que ce choix est indépendant de la présence d'appuis (culée semi-intégrale) ou non (culée intégrale). Suite à la détermination de  $L_{DT}$ , l'étendue du vide sous la dalle de transition  $L_{vide}$ , qui est fonction de la hauteur du mur de culée  $h_{culée}$ , peut être estimée par l'équation 21. Dans le cas d'une culée semi-intégrale, l'estimation de  $L_{vide}$  s'effectue en considérant la hauteur du mur de culée  $h_{culée}$  non comme la hauteur du tablier mais comme la hauteur totale du mur plus celle du tablier pour les culées intégrales. En effet, un léger déplacement de la fondation de la culée peut conduire au même effet que le déplacement du mur de culée intégrale. Pour les culées semi-intégrales, seule la hauteur du tablier doit être considérée dans la détermination de  $h_{culée}$ . En effet, le mur de culée est découplé du tablier par les appuis mécaniques et donc n'est pas affecté par les déplacements imposés. Par la suite, le

dimensionnement statique de la dalle de transition est effectué en utilisant l'équation 27 dans le cas d'une connexion articulée entre la culée et la dalle de transition, ou l'équation 28 dans le cas d'une connexion monolithique suivant le détail de la figure 60. La solution monolithique avec un taux d'armature  $\rho = 0.3\%$  et une position  $L_{diag} = 0.62$  m pour la rotule plastique est recommandée par les auteurs de ce rapport. Bien évidemment, les approches plus raffinées présentées dans le §5.3.2 peuvent également être considérées. Finalement, dans le cas d'une culée intégrale, l'évaluation de la pression des terres  $\sigma_h$  contre le mur de culée ainsi que de la capacité de déformation requise pour permettre une souplesse suffisante du mur de culée doivent être vérifiées à l'aide des indications données dans le §5.1.2. Si une connexion articulée est choisie, l'ouverture de la cassure entre l'infrastructure routière et la superstructure du pont  $\Delta a_{DT}$  doit être évaluée pour vérifier l'état limite de service par rapport à la fissuration de l'enrobé bitumineux. La rotation de la dalle de transition qui conduit à ce risque de fissuration de l'enrobé bitumineux peut être estimée par l'équation 29 ou à l'aide d'une approche plus raffinée présentée au §5.3.2.

Dans le cas d'une transformation de l'extrémité de ponts avec joints en pont intégraux ou semi-intégraux ou lors de la conception et du dimensionnement de l'extrémité de ponts la majeure partie des étapes mentionnées précédemment peut être suivie. De manière similaire aux ponts en béton, la première étape consiste à déterminer  $u_{imp}$ . Dans ce cas, seule la composante liée aux changements de température du pont  $\varepsilon_{AT}$  doit être considérée, voir figure 6. Le dimensionnement géométrique et statique de la dalle de transition ainsi que du mur de culées intégrales suit les étapes préalablement mentionnées. Toutefois, une attention particulière doit être accordée aux détails de connexion de la superstructure du pont à la culée. En effet, ces détails sont soumis à des actions cycliques dues aux déplacements thermiques journaliers et saisonniers du tablier du pont et par conséquent peuvent présenter des problèmes liés à la fatigue, voir par exemple [Sedlacek et al. 2001 et Sedlacek et al. 2001a]. Dans le cas de transformations de l'extrémité de ponts existants, une attention particulière doit être portée à la résistance des éléments statiques existants et sur les détails de connexion entre les éléments existants et nouveaux. En effet, comme le montre la figure 7, la suppression du joint ainsi que le remplacement de la dalle de transition existante est une opération délicate. De plus, la transformation d'une culée avec joint de dilatation et appuis en culée intégrale modifie de manière significative les efforts dans le mur de culée. De ce fait, une vérification du comportement statique du mur de culée existant soumis à  $\sigma_h$ ,  $u_{imp}$ ,  $G_{tablier}$  et  $Q_{utile}$  actualisés devra être effectuée. Généralement, la suppression du joint de dilatation est réalisable. La suppression des appuis est par contre souvent impossible au regard du renforcement qui est souvent nécessaire du mur de culée existant. De ce fait, les auteurs de ce rapport recommandent de manière préférentielle la transformation des culées avec joints existantes en culées semi-intégrales, ce qui ne change pratiquement pas le comportement statique de la culée.

## Références

- ANDREY D.**, *Maintenance des ouvrages d'art - Méthodologie de surveillance*, Rapport OFROU, Recherche 32/82, **1987**, [Andrey 1987].
- ANDREY D.**, *Maintenance des ouvrages d'art: Méthodologie de surveillance*, Thèse EPFL, n° 679, 307 p., Lausanne, Suisse, **1987**, [Andrey 1987a].
- ANSYS INC.**, *Ansys 11.0 user manual*, **2007**, [Ansys 2007].
- ARSOY S.**, *Experimental and Analytical Investigations of Piles and Abutments of Integral Bridges*, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, 231 p., Virginia, Etats-Unis, **2000**, [Arsoy 2000].
- AUBRY D., HUJEUX J.-C., LASSOUDIÈRE F. et MEIMON Y.**, *A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour*, International Symposium on Numerical in Geomechanics, pp. 3-13, Zürich, Suisse, **1982**, [Aubry et al. 1982].
- AUBRY D. et MODARESSI A.**, *GEFDYN, Manuel Scientifique*, Ecole Centrale Paris, 288 p., Paris, France, **2008**, [Aubry et Modaressi 2008].
- BA**, *BA 42/96, British Highways Agency: The design of integral bridges*, British advices, 16 p., Grande-Bretagne, **2003**, [BA 2003].
- BAYOGLU FLENER E.**, *Soil-Structure Interaction for Integral Bridges and Culverts*, Trita-BKN Bulletin, 74, 110 p., Stockholm, Suède, **2004**, [Bayoglu Flener 2004].
- BAZANT Z. P.**, *Mathematical Models for Creep and Shrinkage of Concrete*, John Wiley & Sons, Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Edited by Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, pp. 163-256, Etats-Unis, **1982**, [Bazant 1982].
- BAZANT Z. P. et BAWEJA S.**, *Short form of creep and shrinkage prediction model B3 for structures of medium sensitivity*, Materials and Structures, RILEM Recommendation, pp. 587-593, **1996**, [Bazant et Baweja 1996].
- BETTINGER C. L.**, *Effects of Thermal Expansion on a Skewed Semi-Integral Bridge*, College of Engineering and Technology Ohio University, 162 p., Ohio, Etats-Unis, **2001**, [Bettinger 2001].
- BONZCAR C., BRENA S. F., CIVJAN S. A., DEJONG J., CRELLIN B. et CROVO D.**, *Field Data and FEM Modeling of the Orange-Wendell Bridge*, FHWA Conference : Integral Abutment and Jointless Bridges, pp. 163-173, Baltimore, Etats-Unis, **2005**, [Bonzcar et al. 2005].
- BONZCAR C., BRENA S. F., CIVJAN S. A., DEJONG J. et CROVO D.**, *Integral Abutment Pile Behavior and Design - Field Data and FEM studies*, FHWA Conference : Integral Abutment and Jointless Bridges, pp. 174-184, Baltimore, Etats-Unis, **2005**, [Bonzcar et al. 2005a].
- BRENA S. F., BONZCAR C., CIVJAN S. A., DEJONG J. et CROVO D.**, *Evaluation of seasonal and Yearly Behavior of an Integral Abutment Bridge*, ASCE Journal of Bridge Engineering, 12, pp. 296-304, Etats-Unis, **2007**, [Brena et al. 2007].



- BRIAUD J.-L., JAMES R. W. et HOFFMAN S. B.**, *Synthesis of Highway Practice 234 : Settlement of Bridge Approaches (The Bump at the End of the Bridge)*, National Academy Press, National Cooperative Highway Research Program, 34 p., Washington D.C., Etats-Unis, **1997**, [Briaud et al. 1997].
- BRINCH HANSEN J.**, *A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity*, Geoteknisk Instituts bulletiner, 28, pp. 5-11, Copenhagen, Danemark, **1970**, [Brinch Hansen 1970].
- BROMS B. B. et INGELSON I.**, *Earth pressure against the abutments of a rigid frame bridge*, Statens Geotekniska Institut , géotechnique, 21, pp. 15-28, Stockholm, Suède, **1971**, [Broms et Ingelson 1971].
- BROMS B. B. et INGELSON I.**, *Lateral earth pressure on a bridge abutment*, Statens Geotekniska Institut , pp. 117-123, Stockholm, Suède, **1973**, [Broms et Ingelson 1973].
- BURDET O. et KENEL A.**, *Aptitude au service*, Documentation SIA, D 0182, pp. 107-120, Zürich, Suisse, **2003**, [Burdet et Kenel 2003].
- BURKE M. P.**, *Integral and Semi-integral Bridges*, Wiley-Blackwell, 272 p., Etats-Unis, **2009**, [Burke 2009].
- CAI C. S., SHI X. M., VOYIADJIS G. Z. et ZHANG Z. J.**, *Structural Performance of Bridge Approach Slabs under Given Embankment Settlement*, ASCE Journal of Bridge Engineering, 10, pp. 482-489, Etats-Unis, **2005**, [Cai et al. 2005].
- CAQUOT A. et KERISEL J.**, *Tables de butée et de poussée*, Gauter-Villars, 2ème édition, 176 p., Paris, France, **1973**, [Caquot et Kerisel 1973].
- CEB**, *CEB-FIP Model Code 1990*, Comité Euro-International du Béton (CEB), 460 p., Londres, Grande-Bretagne, **1993**, [CEB 1993].
- CIVJAN S. A., BONCZAR C., BRENA S. F., DEJONG J. et CROVO D.**, *Integral Abutment Bridge Behavior : Parametric Analysis of a Massachusetts Bridge*, ASCE Journal of Bridge Engineering, 12, pp. 64-71, Etats-Unis, **2007**, [Civjan et al. 2007].
- CLOUGH G. W. et DUNCAN J. M.**, *Earth retaining Structures*, Van Nostrand Reinholdt, Foundation engineering handbook, 2nd edition, 223-235 pp., New York, Etats-Unis, **1991**, [Clough et Duncan 1991].
- COLLIN P., VELJKOVIC M. et PETURSSON H.**, *International Workshop on the Bridges with Integral Abutments*, Technical report Lulea University of Technology, Luleå, Suède, **2006**, [Collin et al. 2006].
- COSGROVE E. F. et LEHANE B.M.**, *Cyclic loading of loose backfill placed adjacent to integral bridge abutments*, Journal of Physical modelling in Geotechnics, 3, pp. 9-16, Canada, **2003**, [Cosgrove et Lehane 2003].
- DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS**, *Guía para la concepción de puentes integrales en carreteras*, Ministerio de Fomento, 100 p., Espagne, espagnol, **2000**, [Dirección General de Carreteras 2000].

- DREIER D.**, *Influence of soil-structure interaction on structural behaviour of integral bridge piers*, Proceedings of the 7th International FIB PhD Symposium, pp. 11-20, Stuttgart, Allemagne, **2008**, [Dreier 2008].
- DREIER D.**, *Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux*, Thèse EPFL, Lausanne, Suisse, **2010**, [Dreier 2010].
- DUMONT A.-G., DI BENEDETTO H. et PUCCI TH.**, *Réalisation des infrastructures de transport*, Polycopié EPFL, Réédition, Suisse, **2003**, [Dumont et al. 2003].
- DUNCAN J. M. et CHANG C.-Y.**, *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 96, pp. 1629-1653, Etats-Unis, **1970**, [Duncan et Chang 1970].
- DUNCAN J. M. et MOKWA R. L.**, *Passive Earth Pressures: Theories and Tests*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, pp. 248-257, Etats-Unis, **2001**, [Duncan et Mokwa 2001].
- ENGELSMANN S., SCHLAICH J. et SCHÄFER K.**, *Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager*, Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, 496, 126 p., Berlin, Allemagne, allemand, **1999**, [Engelsmann et al. 1999].
- ENGLAND G. L., TSANG N. C. M. et BUSH D. I.**, *Integral bridges a fundamental approach to the time-temperature loading problem*, Thomas Telford, 148 p., Grande-Bretagne, **2000**, [England et al. 2000].
- ENRIGHT M. P. et FRANGOPOL D. M.**, *Survey and evaluation of damaged concrete bridges*, Journal of Bridge Engineering, 5, pp. 31-38, Etats-Unis, **2000**, [Enright et Frangopol 2000].
- EUROCODE**, *Eurocode 1: General actions - Part 1-5: Thermal actions*, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, Belgique, **2003**, [Eurocode 2003].
- EUROCODE**, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges*, European Committee for Standardization (CEN), Bruxelles, **2005**, [Eurocode 2005].
- FAVRE R., JACCOUD J.-P., BURDET O. et CHARIF H.**, *Dimensionnement des structures en béton - Aptitude au service et éléments de structures*, Presse Polytechnique et Universitaires Romandes, Traité de Génie Civil, Vol. 8, 3è éd., 612 p., Lausanne, Suisse, **2004**, [Favre et al. 2004].
- FERNÁNDEZ RUIZ M., VAZ RODRIGUES R. et MUTTONI A.**, *Dimensionnement et vérification des dalles de roulement des ponts routiers*, Rapport OFROU, N° 636, 53 p., Berne, Suisse, **2009**, [Fernández Ruiz et al. 2009].
- FHWA**, *Integral Abutment and Jointless Bridges*, The 2005 - FHWA Conference, Baltimore, Etats-Unis, **2005**, [FHWA 2005].
- GOH C. T.**, *The behaviour of backfill to shallow abutments of integral bridges*, Thesis of the University of Birmingham, 239 p., Birmingham, Grande-Bretagne, **2001**, [Goh 2001].
- HEYMAN J.**, *Coulomb's memoir on statics, an essay in the history of civil engineering*, Cambridge University Press, Cambridge, Angleterre, **1972**, [Heyman 1972].

- HORVATH J. S.**, *Integral-Abutment Bridges: A Complex Soil-Structure Interaction Challenge*, Proceedings of GeoTrans, Geotechnical Engineering for Transportation Projects, GSP 126, pp. 460-469, Etats-Unis, **2004**, [Horvath 2004].
- HORVATH J. S.**, *Integral-Abutment Bridges: Problems and Innovative Solutions Using EPS Geofoam and Other Geosynthetics*, Manhattan College Research Report, CE/GE-00-2, 170 p., New York, Etats-Unis, **2000**, [Horvath 2000].
- HUJEU J.-C.**, *Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols*, Génie parasismique, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 287-302, France, **1985**, [Hujeux 1985].
- JACCOUD J.-P.**, *Gradients de température dans les ponts*, Ingénieurs et architectes suisses, 23, Lausanne, Suisse, **1982**, [Jaccoud 1982].
- JAKY J.**, *The coefficient of earth pressure at rest (in Hungarian: A nyugalmi nyomás tenyezője)*, Journal of the Society of Hungarian Engineers -Architects (Magyar Mernok és Építész-Egylet Kozlonye), pp. 355-358, Hongrie, Hungarian, **1944**, [Jaky 1944].
- JARADAT Y. M. M.**, *Soil-Structure Interaction of FRP Piles in Integral Abutment Bridges*, Faculty of the Graduate School of the University of Maryland, 363 p., Maryland, Etats-Unis, **2005**, [Jaradat 2005].
- KALAYCI E., BRENA S. F. et CIVJAN S. A.**, *Curved Integral Abutment Bridges – Thermal Response Predictions Through Finite Element Analysis*, ASCE Proceedings of the 2009 Structures Congress , Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role, pp. 213-222, Etats-Unis, **2009**, [Kalayci et al. 2009].
- KARAWAJCZYK E.**, *Finite Element Simulations of Integral Bridge Behaviour*, TRITA-BKN, 62, Stockholm, Suède, **2001**, [Karawajczyk 2001].
- KAUFMANN W.**, *Integral Bridges: State of Practice in Switzerland*, The 11th Annual International fib Symposium, Concrete: 21st century superhero, 8 p., Londres, Grande-Bretagne, **2009**, [Kaufmann 2009].
- KAUFMANN W.**, *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*, Rapport OFROU, Berne, Suisse, allemand, **2005**, [Kaufmann 2005].
- KEROKOSKI O.**, *Soil-Structure Interaction of Long Jointless Bridges with Integral Abutments*, Tampere University of Technology, Publication 605, 174 p., Tampere, Finlande, **2006**, [Kerokoski 2006].
- KOSKINEN M.**, *Soil-Structure Interaction of Jointless Bridges on Piles*, Tampere University of Technology Publication, 200, 184 p., Tampere, Finlande, **1997**, [Koskinen 1997].
- KOVÁRI K. et TISA A.**, *Computational Model and Charts for cut-and-cover tunnels*, Int. Ass. Bridges and Str. Eng., **1998**, [Kovári et Tisa 1998].
- KUNIN J. et ALAMPALLI S.**, *Integral Abutment Bridges: Current Practice in United States and Canada*, Journal of performance of constructed facilities, 14, pp. 104-111, Etats-Unis, **2000**, [Kunin et Alampalli 2000].

- LAURENCET P., ROTILIO J.-D., JACCOUD J.-P. et FAVRE R.**, *Influence des actions variables sur l'état permanent des ponts en béton précontraint*, Rapport OFROU, 171 p., Berne, Suisse, **1999**, [Laurencet et al. 1999].
- LEBET J.-P. et BADOUX J.-C.**, *Variations de température dans les ponts*, Ingénieurs et architectes suisses, n°7, pp. 92-94, Lausanne, Suisse, **1987**, [Lebet et Badoux 1987].
- LEBET J.-P. et UTZ S.**, *Effets de la température dans le dimensionnement des ponts*, Rapport OFROU, Mandat de recherche AGB2001/475, 100 p., Berne, Suisse, **2005**, [Lebet et Utz 2005].
- LINGER D. A.**, *Historical development of the soil-structure interaction problem*, Soil-structure interaction: a symposium, Highway Research Board n°413, pp. 5-12, Etats-Unis, **1972**, [Linger 1972].
- LÓPEZ-CABALLERO F.**, *Influence du Comportement Non Linéaire du Sol sur les Mouvements Sismiques Induits dans des Géo-Structures*, Thèse Ecole Centrale Paris, 334 p., Paris, France, **2003**, [López-Caballero 2003].
- MARURI R. F. et PETRO S. H.**, *Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary*, The 2005 - FHWA Conference , pp. 12-26, Baltimore, Etats-Unis, **2005**, [Maruri et Petro 2005].
- METZGER A. T.**, *Measurement of the Abutment Forces of a Skewed Semi-Integral Bridge as a Result of Ambient Temperature Change*, Faculty of the Russ College of Engineering and Technology Ohio, pp. 224, Ohio, Etats-Unis, **1995**, [Metzger 1995].
- NEW JERSEY DOT**, *Integral Abutments Construction Details*, Etats-Unis, **2002**, [New Jersey DOT 2002].
- NG C. W. W., SPRINGMAN S. M. et NORRISH A. R. M.**, *Centrifuge modeling of spread-base integral bridge abutments*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 124, pp. 376-388, Etats-Unis, **1998**, [Ng et al. 1998].
- NG C. W. W., SPRINGMAN S. M. et NORRISH A. R. M.**, *Soil-Structure Interaction of Spread-Base Integral Bridge Abutments*, Soils and foundations, Japan Geotechnical Society, 38, pp. 145-162, Japon, **1998**, [Ng et al. 1998a].
- NILSSON M.**, *Evaluation of In-situ Measurements of Composite Bridge with Integral Abutments*, Luleå University of Technology, Licentiate Thesis, pp. 152, Luleå, Suède, **2008**, [Nilsson 2008].
- OFROU**, *A9 Vennes-Vileneuve Mesures anticipées*, Office fédéral des routes, Berne, Suisse, **2009**, [OFROU 2009].
- OFROU**, *Détails de construction de ponts : directives*, Office fédéral des routes, Berne, Suisse, **2010**, [OFROU 2010].
- OFROU**, *Joints de chaussée en bitume-polymère*, Office fédéral des routes, 115 p., Berne, Suisse, **2005**, [OFROU 2005].

- PLUMEY S.**, *Interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes*, Thèse EPFL, N° 3714, 299 p., Lausanne, Suisse, **2007**, [Plumey 2007].
- PLUMEY S., MUTTONI A., VULLIET L. et LABIOUSE V.**, *Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes*, Rapport OFROU, N°605, 214 p., Berne, Suisse, **2006**, [Plumey et al. 2006].
- PÖTZL M.**, *Robuste Brücken*, Vieweg, 288 p., Braunschweig, Allemagne, allemand, **1996**, [Pötzl 1996].
- PÖTZL M. et NAUMANN F.**, *Fugenlose Betonbrücken mit flexiblen Widerlagern*, Beton- und Stahlbetonbau, 100, pp. 675-685, Berlin, Allemagne, allemand, **2005**, [Pötzl et Naumann 2005].
- PÖTZL M., SCHLAICH J. et SCHÄFER K.**, *Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 461, 125 p., Berlin, Allemagne, allemand, **1996**, [Pötzl et al. 1996].
- PRIESTLEY M. J. N.**, *Design of concrete bridges for temperature gradients*, ACI Journal, 75, pp. 209-217, Etats-Unis, **1978**, [Priestley 1978].
- PRITCHARD B.**, *Continuous and Integral Bridges*, E & FN SPON, 295 p., Cambridge, Grande-Bretagne, **1994**, [Pritchard 1994].
- PUCCI T.**, *Approche prévisionnelle de la fissuration par sollicitation thermique des revêtements bitumineux*, Thèse EPFL, N° 2282, 231 p., Lausanne, Suisse, **2001**, [Pucci 2001].
- RAMEY G. E. et WRIGHT R. L.**, *Results of Bridge Durability/Longevity Survey*, Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2, pp. 105-117, Etats-Unis, **1997**, [Ramey et Wright 1997].
- RANKINE W.J.M.**, *On the stability of loose earth*, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147, pp. 9-27, **1857**, [Rankine 1857].
- ROTILIO J.-D.**, *Contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton*, Thèse EPFL, n° 1870, 194 p., Lausanne, Suisse, **1998**, [Rotilio 1998].
- ROY S. et THIAGARAJAN G.**, *Nonlinear Finite-Element Analysis of Reinforced Concrete Bridge Approach Slab*, Journal of Bridge Engineering, 12, pp. 801-806, **2007**, [Roy et Thiagarajan 2007].
- SEDLACEK G., BITAR D., BRULS A., JOHANNESSON B., SCHLEICH J.-B., COLLIN P. et HANSWILLE G.**, *Composite Bridge Design for Small and Medium Spans - Design Guide*, PRF Report N° 133/02, 140 p., Aix-la-Chapelle, Allemagne, **2001**, [Sedlacek et al. 2001].
- SEDLACEK G., BITAR D., BRULS A., JOHANSSON B., SCHLEICH J.-B., COLLIN P. et HANSWILLE G.**, *Composite Bridge Design for Small and Medium Spans - Final Report*, PRF Report N° 132/02, 386 p., Aix-la-Chapelle, Allemagne, **2001**, [Sedlacek et al. 2001a].
- SHAH B. R.**, *3D Finite Element Analysis of Integral Abutment Bridges Subjected to Thermal Loading*, College of Engineering Kansas State University, 131 p., Etats-Unis, **2007**, [Shah 2007].

- SIA**, *SIA 162 : Norme pour le calcul, la construction et l'exécution des ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 84 p., Zürich, Suisse, **1968**, [SIA 1968].
- SIA**, *SIA 260 - Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 44 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003].
- SIA**, *SIA 261 - Actions sur les structures porteuses*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 114 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003a].
- SIA**, *SIA 261/1 Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 32 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003b].
- SIA**, *SIA 262 - Construction en béton*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 94 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003c].
- SIA**, *SIA 263 - Construction en acier*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 106 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003d].
- SIA**, *SIA 264 - Construction mixte acier-béton*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 52 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003e].
- SIA**, *SIA 267 - Géotechnique*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 102 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SIA 2003f].
- SN**, *SN 640 520a, Planéité : Contrôle de la géométrie*, VSS, Union des professionnels suisses de la route, 8 p., Zürich, Suisse, **1977**, [SN 1977].
- SN**, *SN 640 521c, Planéité : Exigences de qualité*, VSS, Association suisse des professionnels de la route et des transports, 4 p., Zürich, Suisse, **2003**, [SN 2003].
- SN**, *SN 670 317b, Sols : Essai de plaque EV et ME*, VSS, Association suisse des professionnels de la route et des transports, 8 p., Zürich, Suisse, allemand, **1998**, [SN 1998].
- TAN S. J.**, *Modelling the foundations of idealised integral bridges in granular material*, PhD thesis, University of London, 1135 p., Londres, Grande-Bretagne, **2006**, [Tan 2006].
- TIEFBAUAMT GRAUBÜNDEN**, *Projektierungsgrundlagen - für die Projektierung und Ausführung von Kunstbauten*, Tiefbauamt Graubünden, Coire, Suisse, allemand, **2005**, [Tiefbauamt Graubünden 2005].
- TISA A. et KOVÁRI K.**, *Diagramme für die Vorbemessung von Tagbau-Tunnel*, Rapport OFROU, Recherche 52/86, 99 p., Berne, Suisse, allemand, **1993**, [Tisa et Kovári 1993].
- TSANG C. M.**, *Life-Time Analysis of Continuous Beam Bridges with Integral Abutments using Rheological Models*, PhD thesis, Imperial College London, 368 pp., Londres, Grande-Bretagne, **1998**, [Tsang 1998].
- VAZ RODRIGUES R.**, *Shear Strength of Reinforced Concrete Bridge Deck Slabs*, Thèse EPFL, n° 3739, 289 p., Lausanne, Suisse, **2007**, [Vaz Rodrigues 2007].

- WHITE D. J., MEKKAWY M., SRITHARAN S. et SULEIMAN M.**, *"Underlying" Causes for Settlement of Bridge Approach Pavement Systems*, ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, 21, 273-282 pp., **2007**, [White et al. 2007].
- WINKLER E.**, *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*, Dominicus, 411 p., Prague, Rép. Tchèque, allemand, **1867**, [Winkler 1867].
- WONG H. K. W. et SMALL J. C.**, *Effect of orientation of approach slabs on pavement deformation*, ASCE Journal of Transportation Engineering, 120, pp. 590-602, Etats-Unis, **1994**, [Wong et Small 1994].
- XU M., CLAYTON C. R. I. et BLOODWORTH A. G.**, *The earth pressure behind full-height frame integral abutments supporting granular fill*, Canadian Geotechnical Journal, 44, pp. 284-298, Canada, **2007**, [Xu et al. 2007].

# Symboles

## Lettres latines

$b$	épaisseur
$c$	cohésion du sol
$d$	hauteur statique
$e$	indice de vide du sol ; enfouissement, excentricité
$t$	temps
$f$	résistance
$h$	épaisseur ou hauteur
$k$	rigidité horizontale des piles et des culées, rigidité du ressort
$m$	moment de flexion par mètre linéaire
$n$	effort normal par mètre linéaire
$p$	angle de diffusion des charges dans le sol
$p'$	contrainte sphérique effective
$s$	espacement des barres d'armature
$u$	déplacement longitudinal
$v$	effort tranchant par mètre linéaire
$w$	déplacement vertical ; tassement ; ouverture
$x$	coordonnée longitudinale, position de l'axe neutre
$z$	coordonnée verticale
$A$	aire ; section
$B$	largeur
$E$	module d'élasticité
$F$	force
$G$	poids propre, module de cisaillement
$I$	moment d'inertie
$K$	coefficient de poussé des terres
$L$	longueur
$M$	moment de flexion
$N$	effort normal
$P$	force de précontrainte
$Q$	charge
$T$	température
$V$	effort tranchant

## Lettres grecques

$\alpha$	angle ; pente
$\alpha_T$	coefficient de dilatation thermique
$\varepsilon$	déformation



$\chi$	critère de changement de pente de la surface de roulement, coefficient de vieillissement du béton
$\gamma$	poids volumique, facteur de charge pour l'état limite ultime, facteur de résistance pour les matériaux
$\varphi$	angle de frottement du sol ; coefficient de fluage du béton
$\eta$	facteur de correction
$\rho$	taux d'armature
$\sigma$	contrainte
$\theta$	rotation
$\psi$	coefficient de réduction pour l'ELS
$\Delta$	différence
$\nu$	coefficient de Poisson
$\varnothing$	diamètre des barres d'armature

## Indices

$^{-a}$	active
$^{-adm}$	admissible
$^{-ambiante}$	ambiante
$^{-c}$	du béton
$^{-chariot}$	chariot normalisé selon SIA261 [SIA 2003a]
$^{-c,sh}$	consécutif au retrait du béton
$^{-cr}$	consécutif au fluage du béton
$^{-culée}$	de la culée
$^{-d}$	valeur de calcul
$^{-éla.}$	élastique
$^{-enrobé}$	de l'enrobé bitumineux
$^{-extr.}$	extrémité
$^{-fiss}$	fissure
$^{-fissuré}$	fissuré
$^{-fondation}$	fondation
$^{-h}$	horizontale
$^{-imp}$	imposé
$^{-integral}$	intégral
$^{-long}$	longitudinal
$^{-min}$	minimal
$^{-max}$	maximal
$^{-moy}$	moyen
$^{-mur}$	du mur de culée
$^{-n}$	normale
$^{-negatif}$	négatif
$^{-p}$	passive ; précontrainte

-positif	positif
-pf	entre le point fixe et la culée
-pl	plastique
-pont	du pont
-ref	de référence
-remblai	remblai
-rotule	de la rotule
-s	de l'acier d'armature
-semi-integral	semi-intégral
-surface	surface de roulement
-tablier	du tablier du pont
-trans	transversal
-uniforme	uniforme
-utile	utile
-v	verticale
-vide	vide sous la dalle de transition ou tassement de la surface de roulement
-voie	voie
-x	coordonnée longitudinale
-z	coordonnée verticale
-BA	British advices
-DT	de la dalle de transition
-M	matériaux
-R	rupture
- $\Delta T$	consécutif aux variations de température
- $\Delta T^+$	consécutif aux variations de température dans la direction passive (allongement thermique)
- $\Delta T^-$	consécutif aux variations de température dans la direction active (raccourcissement thermique)
-0	initial, à court terme, lors de la mise en précontrainte ou au repos

## Abréviations

CM	Code-Modèle CEB-FIP
EN	Eurocodes
EPFL	Ecole polytechnique fédérale de Lausanne
OFROU	Office fédérale des routes de la confédération suisse
RILEM	International Union of Laboratories and Experts in Construction materials, Systems and Structures
SIA	Société suisse des architectes et ingénieurs